

DESENVOLVIMENTO DE FERRAMENTAS BIM
NO ÂMBITO DO CÁLCULO ESTRUTURAL
EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

RUI PEDRO RODRIGUES PINHEIRO GAVINA

Dissertação submetida ao Instituto Superior de Engenharia do Porto para obtenção do grau
de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL – ESPECIALIZAÇÃO EM CONSTRUÇÕES

Orientador do ISEP: Professor Doutor Diogo Rodrigo Ferreira Ribeiro

Orientador na empresa: Engenheiro Adriano Alves de Sousa da Costa Lopes

NOVEMBRO 2014

“The three great essentials to achieve anything worthwhile are, first, hard work; second, stick-to-itiveness; third, common sense.”

Thomas A. Edison

RESUMO

Este trabalho insere-se no âmbito de um estágio curricular realizado no gabinete de projetos SE2P, durante o qual foram desenvolvidas ferramentas de cálculo estrutural em situação de incêndio, integradas numa metodologia de trabalho que segue os princípios inerentes à tecnologia BIM (*Building Information Modeling*).

Em particular foi implementado um procedimento de análise ao fogo segundo os modelos simplificados prescritos pelos Eurocódigos. Estes modelos garantem a segurança estrutural, permitindo, de forma rápida e eficiente, a determinação das necessidades de proteção passiva para diferentes cenários, tendo em vista a obtenção da solução mais económica.

Esta dissertação, para além da apresentação do trabalho desenvolvido em regime de estágio curricular, objetivou dotar o leitor de um documento que introduza os principais conceitos relativos ao cálculo estrutural em situação de incêndio, indicando as várias opções de análise e respetivas vantagens e desvantagens, ajudando a definir a sua adequabilidade ao projeto em estudo.

Neste contexto é efetuada uma introdução geral ao fenómeno do fogo e às medidas mais correntes de proteção, indicando-se os documentos normativos aplicáveis tanto ao cálculo estrutural como aos materiais de proteção. É também abordada a interação entre as várias normas que devem ser consultadas quando é efetuada uma análise ao fogo, e quais se aplicam a cada fase da análise.

Efetua-se uma clara distinção entre a análise do comportamento térmico e mecânico, indicando-se as principais propriedades dos materiais em função do tipo de análise e a forma como são afetadas pela temperatura. No campo da análise do comportamento térmico faz-se essencialmente referência aos modelos de cálculo simplificados do desenvolvimento da temperatura em elementos metálicos e vigas mistas, com e sem proteção passiva. No que concerne ao campo da análise do comportamento mecânico são descritos os modelos de cálculo simplificados para a verificação da segurança estrutural atendendo às ações e combinações em situação de incêndio e à perda de resistência a temperaturas elevadas.

Relativamente ao trabalho desenvolvido na SE2P, relativo ao desenvolvimento de ferramentas de cálculo e a sua implementação na análise ao fogo, realiza-se uma descrição detalhada de todo o processo, e da forma como se integra no conceito BIM, utilizando informações provenientes da modelação das estruturas e introduzindo novos dados ao modelo.

Realizou-se também a aplicação de todo o procedimento de análise e das ferramentas desenvolvidas, a um caso de estudo baseado num edifício de habitação. Este caso de estudo serviu também para criar cenários de otimização utilizando-se referências de preços de mercado para o aço, sua transformação em fábrica e sistemas de proteção passiva, demonstrando-se a dificuldade em encontrar caminhos rápidos e diretos de decisão no processo de otimização.

ABSTRACT

This thesis concerns a traineeship program conducted in the structural design office SE2P, during which structural calculation tools have been developed for fire analysis, integrated into a working methodology that follows the main principles of BIM (Building Information Modeling).

In particular it was implemented a procedure according to simplified models prescribed by the Eurocodes. These models guarantee the structural safety, enabling the speed required for the determination of passive protection needs for different scenarios, with the objective of obtaining the most economically advantageous solution.

Moreover, this work intends to provide the reader a simple and comprehensive document that describes the main concepts related to structural design under fire conditions, enumerating the various analysis options and their advantages and disadvantages, helping define their suitability for the project under study.

Therefore, it is introduced the fire phenomenon and the most common measures of protection, indicating normative documents applicable to both structural design and protective materials. It also addressed the interaction between the various standards that should be consulted when the fire analysis is carried out, and which apply to each step into the analysis procedure.

Furthermore, a clear distinction between the analysis of the thermal and mechanical behavior is made, referring to the properties of materials with influence in the analysis, and how these are affected by high temperatures. In the field of thermal behavior, the main focus is given to simplified calculation models of temperature-time development in steel and composite beams with and without passive fire protection. In mechanical behavior focus is on the simplified calculation models for the verification of structural safety, regarding the actions in fire conditions and their combinations, and the resistance loss at high temperatures.

Concerning the work developed in SE2P, it is described the development and implementation of the fire calculation tools and procedure, and how the concept integrates BIM using information from the BIM model and introducing new data to it.

It was also conducted an application of the entire procedure and analysis tools developed on a case study, based on a project evaluated by SE2P. This case study also aided to create optimization scenarios using reference market prices for steel, its transformation and passive protection systems, demonstrating the difficulty in trying to find quick and direct decision paths in the optimization process.

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador do ISEP, Professor Doutor Diogo Rodrigo Ferreira Ribeiro, pela dedicação, incentivo e forte contributo para que esta oportunidade de realizar um estágio curricular se tornasse realidade. Quero também expressar o meu agradecimento pelo dinamismo, entrega e iniciativas que tem prestado ao ISEP, melhorando continuamente não só o conhecimento científico dos alunos, mas também o seu espírito proactivo e motivação para chegar mais longe.

Ao meu orientador da empresa, Engenheiro Adriano Alves de Sousa da Costa Lopes, administrador do gabinete de projetos SE2P, pelo apoio, ensinamentos e motivação, bem como pela oportunidade de realizar o estágio curricular na sua empresa. Desde o primeiro dia de estágio senti-me compelido pelo ambiente e espírito dinâmico vividos na empresa, tomando como meu aquele que considero ser o lema da SE2P, “superar desafios”. Não posso também deixar de agradecer o reconhecimento que me fez sentir pela minha dedicação e capacidades, e por acreditar no meu potencial.

A toda a equipa da SE2P por me ter recebido como parte do grupo, contribuindo para a minha rápida integração. Agradeço também a partilha de experiências e de conhecimento, bem como o apoio, amizade e oportunidade de conviver com profissionais de grande valia.

Agradeço em particular ao Engenheiro Vítor Carvalho da SE2P, por desde o primeiro dia ter demonstrado uma enorme disponibilidade e interesse em acompanhar o trabalho realizado e contribuir com a sua experiência e conhecimentos.

À minha namorada Sara Henriques, pelo amor e compreensão nos momentos de maior desânimo e em que estive mais ausente, e por me fazer acreditar nas minhas capacidades. Agradeço também por me dar motivos para lutar cada vez mais pelo meu sucesso curricular e profissional perspetivando o nosso futuro.

Aos meus pais, por terem sempre acreditado em mim, mesmo quando tudo indicava que tinha perdido o meu rumo. Foi graças ao seu apoio e amor que superei os obstáculos que me foram surgindo e avancei mais uma etapa na minha vida.

À minha irmã, Cristina Gavina, pela amizade e apoio incondicionais e por ter sido sempre a primeira pessoa a levantar-me nos momentos mais difíceis. Agradeço por ter estado sempre presente e por ser uma referência pessoal e profissionalmente.

À minha avó, Antonieta Rodrigues, que embora não possa presenciar a fase final deste desafio acompanha-me no coração e estará no meu pensamento com muito carinho e com a certeza de que estará a sorrir com orgulho por mim.

ÍNDICE GERAL

RESUMO	i
ABSTRACT	iii
AGRADECIMENTOS.....	v
ÍNDICE GERAL.....	vii
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. OBJETIVOS E CONTEÚDOS	4
2. SEGURANÇA ESTRUTURAL EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	7
2.1. PERSPETIVA HISTÓRICA	7
2.2. CASOS DE COLAPSO.....	11
2.2.1. WTC (Nova Iorque, EUA)	11
2.2.2. Retail Park (Portimão, Portugal).....	15
2.3. DOCUMENTOS NORMATIVOS	16
2.3.1. A Diretiva DPC	16
2.3.2. Os Eurocódigos Relativos ao Fogo.....	16
2.3.3. As Normas EN 13501-1 e EN 13501-2	18
2.3.4. Regulamentação Portuguesa	20
2.4. O FENÓMENO DO FOGO	22
2.4.1. Evolução do incêndio	22
2.4.2. Trocas de calor	23
2.5. MEDIDAS DE PROTEÇÃO	25
2.5.1. Proteção passiva.....	26
2.5.1.1. Tinta intumescente.....	28
2.5.1.2. Materiais projetados	29
2.5.1.3. Painéis rígidos.....	30

2.5.1.4. Mantas	31
2.5.2. Proteção ativa.....	32
3. EUROCÓDIGOS ESTRUTURAIS NO ÂMBITO DO COMPORTAMENTO AO FOGO:	
Metodologias de Análise, Ações e Modelação	33
3.1. NORMAS A UTILIZAR NA VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DE ESTRUTURAS METÁLICAS E MISTAS.....	33
3.2. MÉTODOS DE CÁLCULO	35
3.3. CARACTERIZAÇÃO DA ACÇÃO TÉRMICA EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO.....	38
3.3.1. Curvas nominais	39
3.3.1.1. Curva de incêndio padrão	40
3.3.1.2. Curva de incêndio para elementos exteriores	40
3.3.1.3. Curva de incêndio de hidrocarbonetos	40
3.3.2. Modelos de incêndio natural	41
3.3.2.1. Modelos de incêndio simplificados.....	41
3.3.2.1.1. Curvas de incêndio paramétricas	42
3.3.2.1.2. Modelo para chamas provenientes de aberturas	43
3.3.2.1.3. Incêndio localizado.....	43
3.3.2.2. Modelos avançados	44
3.3.2.2.1. Modelos de zonas	44
3.3.2.2.2. Modelos computacionais de dinâmica dos fluidos (CFD)	44
3.3.3. Comparação dos modelos de incêndio	45
3.4. CARACTERIZAÇÃO DAS ACÇÕES MECÂNICAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	46
3.5. NÍVEIS DE ANÁLISE ESTRUTURAL	49
3.5.1. Análise por elementos.....	49
3.5.2. Análise de parte da estrutura.....	50
3.5.3. Análise da estrutura global.....	51
3.6. MÉTODOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	51
3.6.1. Valores tabelados	52
3.6.2. Modelos simplificados.....	54
3.6.3. Modelos avançados.....	55

3.6.4. Ensaio	56
3.6.5. Comparação do domínio de aplicação dos métodos de análise	57
4. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO TÉRMICO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	59
4.1. PROPRIEDADES TÉRMICAS	59
4.1.1. Deformação térmica	60
4.1.2. Condutividade térmica	61
4.1.3. Calor específico	62
4.2. OUTRAS PROPRIEDADES	65
4.2.1. Massa volúmica	65
4.2.2. Fator de massividade	66
4.3. ANÁLISE DA EVOLUÇÃO DA TEMPERATURA	68
4.3.1. Evolução da temperatura em elementos metálicos	69
4.3.1.1. Elementos sem proteção	70
4.3.1.2. Elementos com proteção	74
4.3.2. Evolução da temperatura em vigas mistas	78
4.3.2.1. Perfil metálico sem proteção	79
4.3.2.2. Perfil metálico com proteção	79
4.3.2.3. Laje de betão	79
4.3.2.4. Conectores e armaduras	80
5. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	83
5.1. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	83
5.1.1. Relação tensão-extensão	83
5.1.2. Módulo de elasticidade e tensão de cedência	87
5.2. ANÁLISE ESTRUTURAL PELO MODELO SIMPLIFICADO	89
5.2.1. Estruturas metálicas	89
5.2.1.1. Classificação das secções	90
5.2.1.2. Análise no domínio da resistência	91
5.2.1.3. Análise no domínio da temperatura	93

5.2.2. Vigas mistas	96
5.2.2.1. Classe da seção e largura efetiva	97
5.2.2.2. Resistência ao corte dos conectores	98
5.2.2.3. Efeito de conexão parcial	102
5.2.2.4. Resistência da seção ao esforço transversal	105
5.2.2.5. Resistência da seção à flexão	105
5.2.2.6. Resistência da seção à interação momento fletor/esforço transversal	119
5.2.2.7. Resistência à encurvadura por esforço transversal	120
6. FERRAMENTAS DE CÁLCULO COM INTEGRAÇÃO BIM.....	123
6.1. OBJETIVOS	123
6.2. CONCEITO BIM.....	126
6.3. VISUAL BASIC EM AMBIENTE EXCEL	127
6.4. FERRAMENTA COMPUTACIONAL DE ANÁLISE AO FOGO DE ESTRUTURAS METÁLICAS ..	128
6.4.1. Metodologia implementada para a análise ao fogo	130
6.4.2. Interoperabilidade entre os programas Revit, Robot Structural Analysis e Excel	132
6.4.3. Utilização dos programas Robot, Revit e FirePro-Steel.....	135
6.4.3.1. Autodesk Robot Structural Analysis.....	136
6.4.3.2. Revit	143
6.4.3.3. FirePro-Steel	148
6.4.4. Outras funcionalidades.....	154
6.4.5. Limitações.....	155
6.4.6. Validação	156
6.4.6.1. Casos de análise	157
6.4.6.2. Resultados.....	158
6.5. FERRAMENTA COMPUTACIONAL DE ANÁLISE AO FOGO DE VIGAS MISTAS	162
6.5.1. Metodologia implementada para a análise ao fogo	164
6.5.2. Interoperabilidade entre os programas Revit, Excel e ABC	166
6.5.3. Utilização dos programas Revit e FirePro-CompositeBeams	169
6.5.3.1. Revit	169

6.5.3.2. FirePro-CompositeBeams.....	172
6.5.4. Outras funcionalidades	175
6.5.5. Limitações	178
7. CASO DE ESTUDO.....	181
7.1. DESCRIÇÃO.....	182
7.2. ARQUITETURA.....	182
7.3. CONCEÇÃO ESTRUTURAL	184
7.4. MODELAÇÃO ESTRUTURAL	186
7.5. ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL EM CONDIÇÕES NORMAIS DE TEMPERATURA	188
7.5.1. Ações	189
7.5.2. Combinação de ações.....	193
7.5.3. Dimensionamento	196
7.5.3.1. Lajes mistas	196
7.5.3.2. Vigas mistas	197
7.5.3.3. Pilares e contraventamentos.....	200
7.6. ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	203
7.6.1. Tempo requerido de resistência ao fogo	203
7.6.2. Ações	203
7.6.3. Combinação de ações.....	204
7.6.4. Vigas mistas	206
7.6.4.1. Cenário C1	207
7.6.4.2. Cenário C2	213
7.6.4.3. Cenário C3	215
7.6.5. Pilares e contraventamentos	218
7.6.5.1. Cenário C1	218
7.6.5.2. Cenário C2	222
7.6.5.3. Cenário C3	224
7.7. ANÁLISE ECONÓMICA.....	225

7.8. ESTUDO DE OPTIMIZAÇÕES	230
8. CONCLUSões E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	235
8.1. CONCLUSões FINAIS	235
8.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	238
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	239

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

O aço constitui em muitos países, a escolha primordial de muitos engenheiros de estruturas e arquitetos, para a construção de edifícios comerciais e em altura.

Mesmo em Portugal, tem-se registado uma crescente utilização deste material para fins estruturais. De facto, de acordo com a Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista (CMM) e baseado em dados dos relatórios estatísticos de produção industrial do INE de 2009-2011, a construção metálica foi responsável por 0,75% do PIB nacional em 2011, emprega 16 mil profissionais e representa 300 milhões de euros da exportação nacional (Silva, 2013).

A crescente importância da construção metálica deve-se às diversas vantagens inerentes às propriedades do aço e aos métodos de construção associados. Este tipo de construção apresenta um elevado rácio de resistência/peso, uma apreciável ductilidade e elevada fiabilidade pelo controlo de produção, sendo estes fatores de elevada importância na construção, com relevo para edifícios altos e sujeitos à ação sísmica. Outras evidentes vantagens são os princípios aplicáveis da pré-fabricação, como o controlo de qualidade, eficácia do planeamento, monitorização de processos e rapidez de execução. A industrialização da construção, embora seja atingível com outros materiais como o betão, é com o aço que denota melhor adaptação à metodologia típica da indústria, sendo facilmente exportável. Nos Estados Unidos da América comprova-se este aspeto pelos dados estatísticos da *American Iron and Steel Institute*, representados na Figura 1.1 (AISI, 2011).

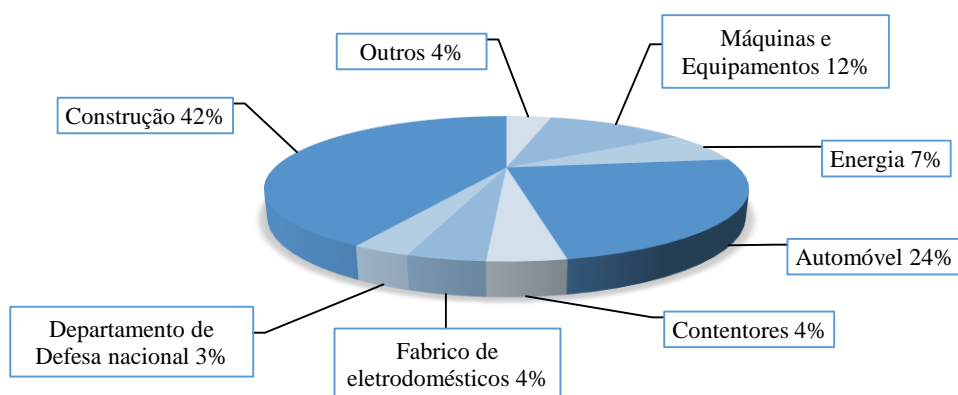


Figura 1.1 - Exportações de aço nos Estados Unidos da América em 2011 por classificação de mercado (adaptado de AISI (2011)).

Atendendo ao panorama atual do mercado da construção Portuguesa, a exportação de estruturas metálicas pode constituir uma boa aposta para as empresas nacionais.

A crescente preocupação ambiental e a importância da sustentabilidade na construção tem cada vez mais impacto na definição de um projeto concebido para o uso do aço. É sabido que a produção de aço implica um consumo elevado de energia, no entanto com o desenvolvimento das tecnologias de produção, possibilidade de reciclagem e reutilização do aço, estes consumos têm reduzido drasticamente ao longo dos anos, tal como demonstra a Figura 1.2, dotando a construção metálica de um cariz sustentável (WorldSteel, 2013).

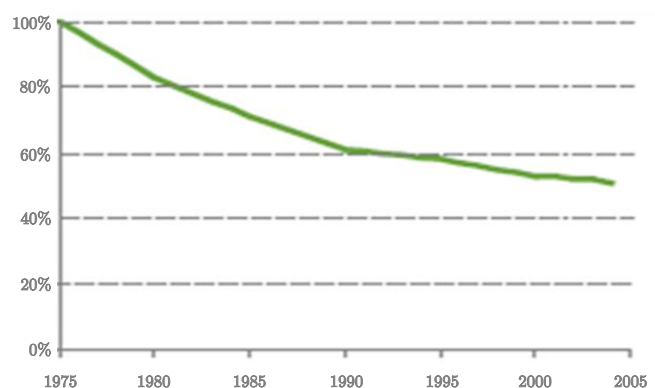


Figura 1.2 - Consumo de energia indexada por tonelada de aço bruto produzida na América do Norte, Japão e Europa. (1975=100%)
(WorldSteel, 2013)

As propriedades mecânicas do aço são de excelente nível quando comparadas com outros materiais, principalmente quando se entra em linha de conta com o peso, a disponibilidade e a trabalhabilidade, no entanto estes descem de nível quando as temperaturas atingem valores elevados, constituindo um problema da utilização deste material. De facto, a resistência do aço reduz drasticamente com as elevadas temperaturas decorrentes da exposição ao fogo, sendo essa redução ainda mais acentuada no betão, embora este demore substancialmente mais tempo a atingir patamares semelhantes de temperatura.

As consequências de um incêndio num edifício e da falta de medidas efetivas de segurança, passam pela perda de vidas humanas e pela perda da propriedade e da envolvente. Existem custos elevados associados à ocorrência de um fogo, tal como demonstra a Tabela 1.1, com dados do ano de 2006, relativos aos pagamentos por parte de seguradoras no Reino Unido, decorrentes de incêndios de elevada dimensão (Saint-Gobain, 2011).

Tabela 1.1 - Estimativa de pagamentos de seguradoras decorrentes de incêndios em edifícios. Reino Unido, em 2006 (adaptado de Saint-Gobain (2011)).

Tipo de edifício	Número de fogos	Pagamento estimado por parte de seguradoras
Escritório	7	29 490 390.83 €
Fábrica	10	18 793 392.53 €
Habitação	18	17 993 288.31 €
Escola	13	16 406 820.93 €
Armazém	23	15 722 608.78 €
Superfície Comercial	11	12 216 750.71 €
Hotelaria	10	5 259 076.91 €

Face aos incêndios com maior expressão que ocorreram nas últimas décadas em edifícios, gerou-se uma maior sensibilidade da sociedade para o problema e consequentemente um aumento das exigências sobre a engenharia de estruturas, elevando a importância da análise estrutural em situação de incêndio.

Esta análise por ser complexa, eleva muito o tempo necessário para elaborar um projeto, podendo também onerar muito a obra já que os materiais de proteção e respetiva aplicação têm preços altos. Importa por isso criar processos de dimensionamento que utilizando as capacidades dos informáticos, em prol da obtenção de soluções com a margem de segurança apropriada, reduzam o tempo de projeto e os custos de obra, ao mesmo tempo que garantem a segurança e qualidade da estrutura.

O presente trabalho foi desenvolvido no âmbito de um protocolo de estágio curricular, entre o Instituto Superior de Engenharia do Porto (ISEP) e a Sociedade de Engenharia, Projetos e Planeamento, Lda. (SE2P).

A SE2P é um gabinete de projetos de engenharia com principal enfoque na vertente de estruturas, onde a opção pelo aço tem tomado um papel de destaque. A sua atividade para além de abranger todo o território nacional, está igualmente representada com projetos de referência a nível internacional, tal como comprova o seu *portfólio* que pode ser consultado em <http://www.se2p.pt/>. Um exemplo destes projetos é o Centro de Comando Operacional de Lisboa (CCO), destinado ao controlo e comando da Rede Ferroviária Nacional. O edifício constituiu um grande desafio ao nível da conceção estrutural, pela sua especificidade e arrojo arquitetural. Na Figura 1.3 encontram-se algumas imagens referentes a esta obra, entre as quais se pode ver que o aço também foi parte integrante neste projeto.

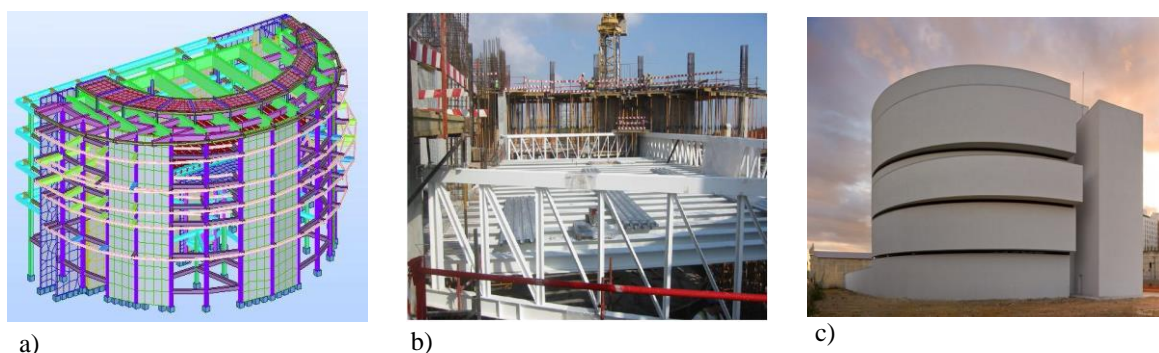


Figura 1.3 - Centro de Comando Operacional de Lisboa com projecto de estabilidade e águas da SE2P: a) modelo de cálculo (SE2P, 2006); b) estrutura metálica para o mezzanine (SE2P, 2006); c) obra concluída (fotografia por FG+SG) (GLCS, 2008).

1.2. OBJETIVOS E CONTEÚDOS

No que diz respeito a projetos de estrutura metálica da SE2P, para além dos mais recentes com estrutura mista de aço-betão em pontes e viadutos, há uma tradição e contínua solicitação de projetos desta natureza para edifícios industriais, parques de estacionamento e estruturas novas e de reforço a aplicar em reabilitações e ampliações de edifícios. No entanto, a experiência deste gabinete tem demonstrado o importante impacto que a ação do fogo vem ganhando, podendo muitas vezes inviabilizar a opção pelo aço, não só por acrescentar necessidades de proteção passiva onerosas, como também por implicar alterações na conceção estrutural que são muitas vezes contrárias às vantagens deste material de construção.

Para fazer face a este desafio e manter a competitividade das estruturas metálicas em edifícios, procurou-se estudar a ação do fogo e a segurança estrutural em situação de incêndio, bem como as medidas de proteção aplicáveis para minimizar os efeitos adversos deste fenómeno. Atendendo à internacionalização da intervenção da SE2P, tornou-se necessário o uso de uma base científica que garanta não só a segurança e funcionalidade de um empreendimento, mas que seja também transversal à maioria dos potenciais clientes. A adoção das metodologias prescritas pelos Eurocódigos estruturais enquadra-se perfeitamente nestes princípios, uma vez que são aceites como documentos de referência, não só nos Estados Membros da Comunidade Europeia, como em vários outros países.

Acrescenta-se ainda a vantagem em relação a outras normas, da normalização europeia permitir métodos alternativos de análise ao fogo, que se possam adequar melhor às especificidades da obra. Estes métodos que serão descritos mais à frente são tão mais conservativos, quanto menos complexos forem, representando respetivamente mais custos para o empreendimento e menos para um gabinete de projetos. Deve ser então atingido um equilíbrio que melhor se adequa a cada situação em particular.

Objetivou-se também que este estudo se culmina no desenvolvimento de ferramentas de cálculo que se adaptassem à política de qualidade pela qual a SE2P se rege, procurando aumentar a eficiência do processo conceptual, a diminuição do tempo de resposta e contribuição decisiva para o controle e redução dos custos de investimento do cliente (SE2P, 2006).

Perspetivando estes objetivos, a SE2P vem aplicando desde 2008, metodologias de trabalho que se enquadrem no conceito do *Building Information Modeling* (BIM), tendo para isso adotado como referência o programa de modelação BIM denominado Revit (2014).

Assim sendo, um requisito essencial para as ferramentas desenvolvidas foi o cariz expedito e automatismo que contribuam para atingir o melhor equilíbrio entre a segurança estrutural e o custo final de uma obra.

Procurou-se também que estas ferramentas sejam adaptáveis aos programas informáticos e metodologias de trabalho empregues pela empresa, utilizando e fornecendo informação aos modelos Revit.

A racionalização económica foi igualmente um objetivo a atingir, visto que como em qualquer outro negócio, é determinante para todos os agentes envolvidos numa obra. Na ótica de um gabinete de projetos, esta preocupação não passa apenas pelo campo interno com a otimização dos recursos humanos, mas principalmente naquilo que são as consequências do seu trabalho, nas vertentes da qualidade, fiabilidade e redução de custos para o cliente, seja este o dono de obra ou o empreiteiro. Como tal, pretendeu-se que o presente trabalho, permita que sejam criados cenários alternativos de soluções estruturais e de proteção passiva ao fogo, avaliando-se a solução mais vantajosa para o cliente.

O presente trabalho é constituído por 8 capítulos, os quais são sucintamente descritos nos parágrafos seguintes, exceptuando o presente.

No Capítulo 2, “Segurança Estrutural em Situação de Incêndio”, é dada uma breve perspetiva histórica das preocupações estruturais em situação de incêndio, apresentando-se registos de incêndios de grande notoriedade que resultaram no colapso de edifícios e consequentes perdas de vidas humanas e materiais. São também apresentados os documentos normativos, nacionais e europeus, aplicáveis à análise estrutural em condições de fogo e aos materiais utilizados nos sistemas de proteção. Neste Capítulo introduz-se os principais conceitos associados ao fenómeno do fogo, e indicam-se as medidas de proteção usualmente aplicadas.

No Capítulo 3, “Eurocódigos Estruturais no Âmbito do Comportamento ao Fogo: Metodologias de Análise, Ações e Modelação”, indicam-se as diferentes abordagens na análise ao fogo que o Eurocódigo permite que sejam utilizadas em elementos metálicos e vigas mistas aço-betão, bem como os princípios nas quais são baseadas, referindo-se quais os Eurocódigos que devem ser consultados e sua interligação no processo de análise. Dentro destas abordagens são identificadas as principais etapas a percorrer no processo estabelecido pelo Eurocódigo e as opções de cálculo disponíveis para cada uma delas. As etapas destacadas neste capítulo são a caracterização da ação térmica e mecânica, a definição do nível de análise estrutural, o cálculo da transferência de calor e da resposta mecânica dos elementos estruturais submetidos a temperaturas elevadas.

No Capítulo 4, “Análise do Comportamento Térmico em Situação de Incêndio”, são indicadas as propriedades térmicas dos materiais, bem como outras propriedades relevantes para o cálculo da evolução da temperatura nos elementos estruturais em situação de incêndio, esclarecendo-se a sua importância e a forma como são afetadas pelo aumento da temperatura. Indica-se também como é determinada a evolução da temperatura segundo métodos de cálculo simplificados, em secções metálicas e mistas aço-betão com e sem proteção passiva ao fogo.

No Capítulo 5, “Análise do Comportamento Estrutural em Situação de Incêndio”, são indicadas as propriedades mecânicas dos materiais estruturais relevantes para o cálculo estrutural em situação de incêndio, a forma como estas propriedades são afetadas pelo aumento da temperatura e a sua repercussão na resistência mecânica das secções metálicas e mistas aço-betão. Neste capítulo indicam-se também as formulações prescritas pelos Eurocódigos para a verificação da segurança em situação de incêndio segundo métodos de cálculo simplificados, tanto para elementos metálicos como

para vigas mistas. Identificam-se igualmente as principais diferenças relativamente ao cálculo em condições de temperatura ambiente.

No Capítulo 6, “Ferramentas de Cálculo com Integração BIM”, realiza-se a apresentação dos programas de cálculo desenvolvidos com a finalidade de determinar as necessidades de proteção passiva em estruturas metálicas e vigas mistas, integrando-se numa metodologia BIM implementada na SE2P e com particular enfoque no programa de modelação e desenho Revit. Para além da apresentação das potencialidades e limitações das ferramentas, é descrito todo o procedimento de análise, incluindo a interação com outros programas de cálculo.

No Capítulo 7, “Caso de Estudo”, é demonstrada a aplicação não só das ferramentas desenvolvidas, mas de todo o procedimento de análise ao fogo idealizado, aplicando-o a um edifício baseado num caso real analisado pela SE2P. Neste capítulo é descrito o dimensionamento em condições de temperatura ambiente com o objetivo do melhor compromisso entre a segurança estrutural e a maior economia, efetuando-se posteriormente o dimensionamento em situação de incêndio. Com este posterior dimensionamento são verificadas em primeira fase as necessidades de proteção passiva e eventual necessidade de efetuar alterações nos elementos estruturais. Em segunda fase efetuou-se também um estudo de possíveis otimizações, procurando-se a solução economicamente mais vantajosa atendendo aos custos em aço e em materiais de proteção ao fogo.

Por fim, no Capítulo 8, “Conclusão e Desenvolvimentos Futuros”, são apresentadas as principais conclusões resultantes do caso de estudo e da experiência obtida em estágio curricular, indicando-se também perspetivas para a melhoria das ferramentas e do procedimento de análise ao fogo estabelecido.

CAPÍTULO 2

SEGURANÇA ESTRUTURAL EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

As técnicas construtivas e materiais de construção, aplicados com vista à garantia da segurança estrutural de edifícios expostos à ação do fogo, foram sofrendo grandes alterações ao longo dos anos. Essencialmente fruto da ocorrência de incêndios com alguma gravidade e frequência e com consequências nefastas em perdas de vidas humanas e em custos elevados em materiais e maquinaria nos espaços industriais, desenvolveu-se a preocupação em perceber o fenómeno do fogo e descobrir as melhores formas e técnicas de mitigar os seus efeitos.

Por força dos desastres ocorridos, a situação de incêndio foi ganhando importância nas práticas construtivas e preocupações estruturais. Tornou-se então necessário um enquadramento normativo e legislativo, para que sejam estabelecidos os critérios mínimos que garantam o grau de segurança adequado a cada tipo de edifício.

Neste capítulo será efetuada uma breve perspetiva histórica representativa da evolução das metodologias de proteção ao fogo e na forma como os edifícios eram construídos perspetivando a imunidade aos incêndios. Apresentam-se também casos de colapso recentes, que demonstram como ainda hoje se trata de um fenómeno importante na estabilidade estrutural, justificando que seja exigível normalização e legislação que contribua para a garantia da segurança, indicando-se igualmente quais são esses documentos.

Para perceber o efeito do fogo nas estruturas, será também descrito como se processa um incêndio, desde a sua ativação à sua extinção e de que forma são efetuadas as trocas de calor.

Apresentam-se também as técnicas e materiais de proteção ao fogo mais atuais e comuns, que permitem atenuar o efeito das elevadas temperaturas.

2.1. PERSPETIVA HISTÓRICA

No século XVIII, a construção dos edifícios era baseada em técnicas tradicionais de paredes estruturais em alvenaria e com pisos de madeira apoiados em vigas igualmente de madeira. Esta estrutura era facilmente construída e adaptável a possíveis alterações futuras do espaço, mas eram extremamente suscetíveis à ocorrência de fogo, particularmente quando os espaços armazenavam materiais combustíveis. Já no início do século XIX, um edifício era considerado resistente ao fogo, quando todos os materiais combustíveis eram substituídos por incombustíveis. A solução passava

então principalmente pela substituição da madeira por ferro forjado, disponível na altura em grandes quantidades. No início do século XX as estruturas passaram a ser concebidas totalmente em ferro ou betão, sendo que a partir de 1920 o ferro fundido foi substituído por aço (Wouters e Mollaert, 2002).

Ao longo dos anos, não só os materiais aplicados aos elementos estruturais foram alterando, na tentativa de obter soluções que melhorassem o desempenho dos edifícios em situação de incêndio, como também foram sendo introduzidas novas formas e materiais de proteção da estrutura.

Os grandes incêndios decorridos no final do século XIX nos Estados Unidos da América nas cidades de Chicago (1871) e Boston (1872), ilustrados na Figura 2.1, são um claro exemplo do impacto que estes desastres tiveram na forma como era encarada a construção dos edifícios face à ação do fogo.

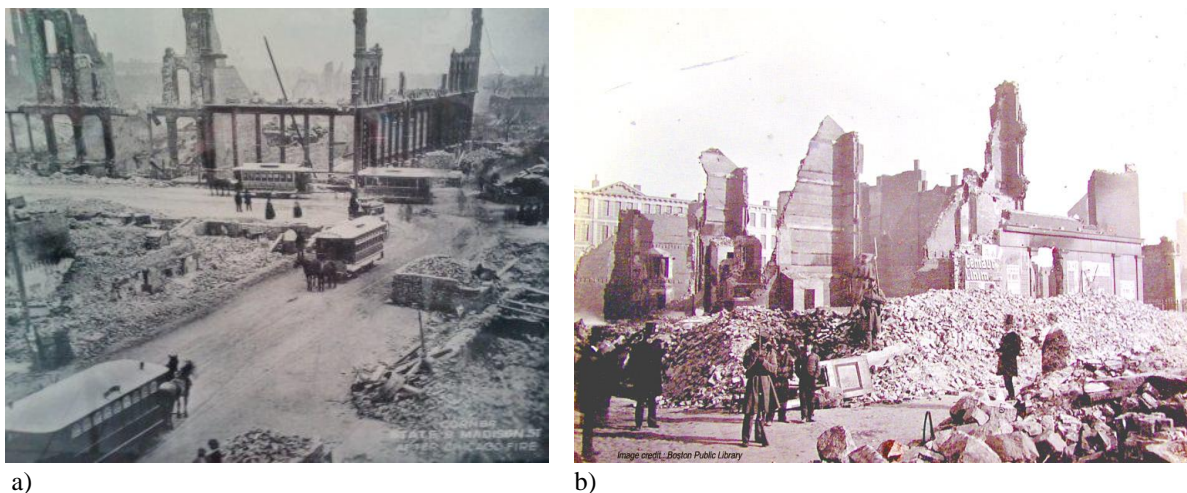


Figura 2.1 - Destroços de incêndios decorridos nos EUA no século XIX: a) Chicago (1871) (Rockytrail, 2012); b) Boston (1872) (Docema, 2006).

É sobre estes incêndios que se refere o artigo do The New York Times publicado em 1872 e reproduzido na Figura 2.2, onde já se podem observar indicações de técnicas de proteção passiva dos elementos estruturais envolvendo-os com tijolos, sendo esta uma das medidas de proteção ao fogo que será abordada na secção 2.5.1. O autor deste comunicado alerta não só para os problemas de propagação do fogo entre edifícios, mas também para o facto de as próprias paredes de pedra que eram vistas como imunes ao fogo, poderem colapsar sob a ação continuada do mesmo.

É também interessante verificar a recomendação para o desenvolvimento de leis municipais que regulem os materiais e a construção dos edifícios, visando o melhor desempenho dos mesmos em situação de incêndio.

How to Make Buildings Fire-Proof.
 The following letter from the sculptor Powers, appears in the *Evening Post* :
 The terrible disasters at Chicago and Boston have not surprised me, for I have expected these things to happen whenever a certain combination of circumstances should occur.
 We have built houses with stone, bricks, and other materials, apparently fire-proof, and have filled them with combustible materials, from top to bottom. Yea, we have put a wick at top, a Mansard roof, to set them in a blaze the moment another similar building on fire affords the torch to them.
 Not to multiply words, we have made furnaces of our buildings—perfect for smelting purposes, if the outer walls would only stand the fire! But they also tumble down, and so the fire spreads to other similar structures. Even the streets in Chicago took fire. They were paved with pitch! Thus, pitch at bottom, and carefully dried boards smeared with pitch at top! Does it require the voice of a prophet to foretell the fate, sooner or later, of a city so built up!
 I have the highest respect for the ability and skill of my countrymen. Indeed, they surpass, in the main, all other nations in this regard. But, nevertheless, we have a few things to learn, and among them is how to make, not a house, but a whole city fire-proof, for no fire-proof house can be made in the midst of highly combustible buildings. Indeed, there is no safe that will withstand the heat of a furnace. The very walls will melt or crumble into dust, if not from inner fires, at least from outer flames.

Therefore, to be fire-proof in our own buildings, our neighbors' houses must also be fire-proof; and this calls for municipal laws regulating the material and the construction of buildings, and what should be required.
First—The abandonment of all wood floors.
Second—The floors to be made of bricks, thus sealing down all ventilation in case of fire.*
Third—The stairs to be metallic or of stone.
Fourth—The rafters of the roof, like the joists of the floors, to be all bricked over before putting on the slates or tiles.
 But it may be asked, will not joists and rafters take fire!
 Yes, they will, and often do take fire here in Florence. But with a floor of bricks laid with mortar upon them the Fire Department need not hurry to such a fire; hours, indeed, might elapse before they reached it. I have known an instance of nearly two days burning of the end of a joist, just under a fire-place, and yet the beam not burnt off, only deeply charred. The fire cannot get through the bricks but it would soon find its way through a wood floor, and then, with ventilation, it would soon reach the garret. In short, the whole building would be in flames within half an hour. Brick floors do not prevent fires, but they prevent conflagrations. No city can be burnt with brick floors, nor has a house been burnt within the City of Florence during my residence here of thirty-five years.
 HIRAM POWERS.
 FLORENCE, Nov. 27, 1872.
 * You may lay a floor of wood on bricks.

The New York Times
 Published: December 28, 1872
 Copyright © The New York Times

Figura 2.2 - Artigo do The New York Times datado de 28 de Dezembro de 1872, após os incêndios em grande escala ocorridos em Chicago e Boston.

Ainda nos EUA e entre 1899 e 1902, ocorreram uma série de incêndios com grande impacto social e económico, tanto em edifícios isolados como em grandes áreas de cidades. É disso exemplo o grande incêndio de 1901 que teve lugar na cidade de Jacksonville no estado da Florida, ilustrado na Figura 2.3. Este incêndio teve origem numa fábrica e rapidamente se propagou para às áreas adjacentes, destruindo 2 368 edifícios e deixando mais de 10 000 pessoas desalojadas.

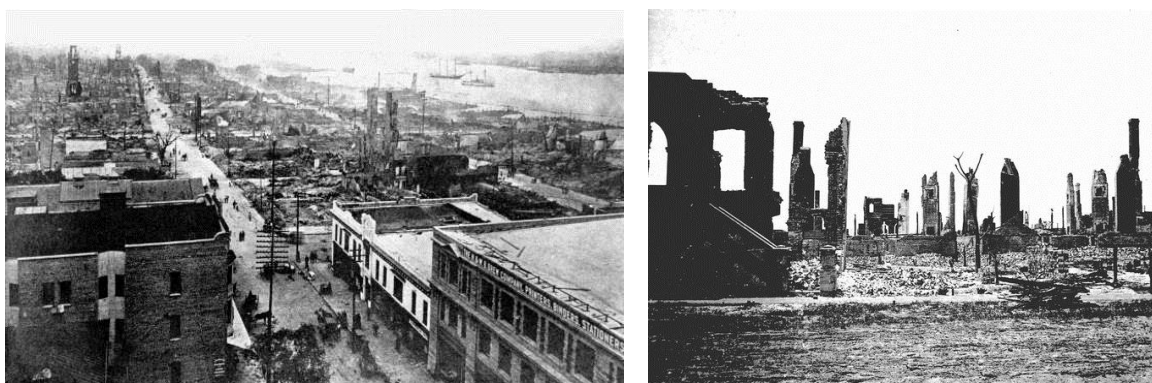


Figura 2.3 - Destroços causados pelo incêndio de 1901 na cidade de Jacksonville (Florida,EUA) (UFL, 2001).

O artigo do The New York Times publicado em 1902, do qual se reproduz um excerto na Figura 2.4, surgiu no seguimento de este e outros casos de incêndio, constituindo mais um registo do contínuo ajuste de medidas e estudos para efetivar a proteção ao fogo. Este documento demonstra que muitos edifícios considerados até então imunes ao fogo, acabaram por colapsar nestes desastres.

HOW TO MAKE BUILDINGS FIRE-PROOF

SO many supposedly or so-called fire-proof buildings have been destroyed within the past three years, whose records for fire losses have been so unprecedented that the query has been raised in numbers of instances as to whether there is any such thing as a genuinely fire-proof method of constructing the modern skeleton steel-frame buildings which are being erected so generally in the progressive cities of the United States.

After consultation with experts and observation and study of numerous fires in so-called fire-proof structures, F. C. Moore, President of the Continental Insurance Company and delegate of the New York Board of Fire Underwriters to the New York Building Department, has prepared a treatise in which he goes over the points calculated to insure fire-proof conditions in the construction of modern buildings. The main points which he makes may be summarized as follows:

The question of the foundations of buildings is an engineering problem, and does not require suggestions from a fire standpoint other than to insist upon not having wrought iron or steel columns in the cellar or basement, where moisture and gas conditions would increase the danger of rust.

Inclosing walls should be of brick, the lower stories laid in cement mortar, not less than 16 inches thick at the top of the building, and increasing 4 inches in thickness for every 25 feet in height to the bottom. This would require a 44-inch wall at the grade for a 200-foot building. These thicknesses are recommended for buildings not exceeding 100 feet in depth. If they exceed this depth without curtain or cross walls, or proper piers or buttresses, the walls should be increased in thickness 4 inches for every additional 100 feet in length. All weight-carrying walls should be separated by air spaces from furnace walls. All templates should be of cast iron, especially for beams, which support tanks. Stone templates should not be used.

"The great trouble with modern fire-proof structures, even under the New York building law," says Mr. Moore, "is that while the separating fire-proof floors tend to prevent the passage of flame from one story to another, the inclosing walls are often insufficient to prevent heat from igniting the contents of an adjoining building, so that what is gained by preventing the spread of fire vertically is lost laterally. I do not believe 'skeleton construction,' so called, should be permitted for stores, warehouses, or manufactories in cities, as the walls are not thick enough to confine the heat of burning merchandise."

All ironwork should be fire-proofed—that is, protected by not less than four inches of fire-proof material. Brick is best, well-burned terra cotta second, metallic lathing and plaster third. If plaster or metal lath be relied on, wrap the column with asbestos one-quarter of an inch thick, bound with wire. Columns should be cylindrical to insure more perfect castings, and should be of cast iron, the beam bearing corbel brackets being cast in one piece with the column. Allowance should be made for expansion in long systems of beams or girders, and steel rivets should be accounted for rust. Beams should be painted on the cast-iron columns work should be painted, and dryers being used in the should not be spaced wider as

feet on centres, and stone columns should be avoided.

Floor arches should be made of brick or terra cotta or concrete, and only cement mortar should be used in order to insure water-proof floors. No hollow spaces should be left below wooden floor boards. Stairways, elevators, and dumbwaiters should be cut off in all buildings by a brick partition between the hallways and main rooms with fire-proof doors. Stone, slate, or marble treads should be avoided, unless having a web support of iron beneath. It is claimed that wrought-iron support is better than cast-iron openwork. All openings for gas, steam pipes, or electric wires should be in the staircase tower, and should be stopped from story to story to prevent the traveling of fire.

When glass windows are on exposed sides of the building, they should be protected by fire-proof shutters, which should not be of iron, but of wood covered with tin. "Iron doors," Mr. Moore declares, "yield readily to flame, resulting sometimes in their warping open when exposed to fire in an adjoining building; thus exposing the one they are intended to protect to the full effect of the flames."

With regard to the installation of electric lighting, the switchboard should be of incombustible material, and no steam, water or sprinkler pipes should pass over or near it where, in case of a bursting pipe, water could reach the switchboard and cause disaster. In a dynamo room a glass floor covered with rubber carpet is to be preferred.

For fire-extinguishing appliances, six-inch standpipes with outlets for hose at each story for the use of firemen are recommended. Pressure tanks should be in the basement, and all roof tanks should have as a support iron beams resting on cast-iron templates on brick walls, where they cannot endanger staircases. There should be vertical pipes in the staircase tower. Cut-offs at the street for gas and electric installations should be provided where firemen can see and use them in case of fire.

In roofs all woodwork should be avoided, even outriggers for cornices. Slates on slanting roofs are dangerous to firemen. The best roof is said to be flat brick or tile. Partitions ought not to rest on wooden sills or bases. Skylights should be protected with wire netting above and below, and so arranged as to be opened by firemen to let out smoke and gas.

As for the interest of fire underwriters in the matter of fire-proof construction, Mr. Moore says:

"In conclusion it may be well to state, in view of the general misapprehension which prevails with regard to the interest of the fire underwriter in the improvement of construction, that it makes no difference to him whether a building is fire-proof or not; his rate of premium and the amount which he insures are both based upon the characteristics of each building insured. He would make just as much money on \$100 of premium secured at a rate of 5 per cent.

1,000 for \$2,000 insurance on a single mill, as on \$100 of premium on \$100,000 insurance on a building at a rate of \$1 per

The New York Times

Published: March 9, 1902

Copyright © The New York Times

Figura 2.4 - Artigo do The New York Times datado de 9 de Março de 1902, sobre técnicas construtivas de proteção ao fogo.

Também este caso demonstra, que por desconhecimento do comportamento dos materiais face à ocorrência de incêndio e por desconhecimento do fenómeno do fogo na forma como propaga o calor no meio envolvente, pensava-se que um edifício em aço seria totalmente resistente ao fogo, pelo simples facto deste material não ser combustível.

Em consequência dos vários edifícios destruídos, foram consultados especialistas e efetuaram-se estudos das ocorrências, prescrevendo-se em seguida novas medidas para que seja assegurada a adequada resistência estrutural em condições de incêndio. Entre as várias medidas propostas, destaca-se a proteção de todas as peças em ferro com pelo menos 10 cm de materiais como tijolos, terracota, gesso e amianto (Wouters e Mollaert, 2002).

Outros casos mais recentes de colapso resultaram em alterações de legislações locais, em melhorias nos materiais de proteção passiva ao fogo e num maior desenvolvimento e aplicação de metodologias avançadas no cálculo estrutural em situação de incêndio, a designada engenharia de incêndio.

2.2. CASOS DE COLAPSO

Neste capítulo serão apresentados dois edifícios de referência, um a nível internacional e outro a nível nacional, que colapsaram em situação de incêndio.

2.2.1. WTC (Nova Iorque, EUA)

A nível internacional e ainda presente na memória de todos está o colapso do antigo World Trade Center (WTC) de Nova Iorque (EUA), decorrente do ataque terrorista de 9 de setembro de 2001. Tratou-se de um desastre com um impacto social e económico muito significativo, despertando consciências e mobilizando esforços não só no combate à intolerância como também na análise da segurança em edifícios.

Importa salientar que o fogo não foi a única causa do colapso das torres, tendo-se no entanto comprovado por diversos estudos que teve um importante contributo.

Na Figura 2.5 pode-se observar o forte incêndio decorrente das explosões após o embate dos aviões e os destroços decorrentes do colapso.

Este desastre exigiu uma série de investigações às causas do colapso, originando diversos relatórios que identificam as mesmas e recomendam medidas construtivas para reforçar a segurança.



Figura 2.5 - Incêndio e destroços decorrentes do ataque terrorista de 11 de setembro de 2001 ao WTC

Entre os referidos relatórios destaca-se o efetuado pelo National Institute of Standards and Technology (NIST) que deu origem a uma série de documentos, resultantes da investigação exaustiva feita às causas do colapso. Com base no relatório da NIST (2005) serão apresentados alguns dados relativos à torre 1 do antigo WTC (Figura 2.6), uma das duas atingidas pelo impacto dos aviões. Salienta-se que existe ainda uma de altura significativamente menor, a torre 7, que embora não tenha sido diretamente atingida pelo ataque terrorista, também colapsou após a ocorrência de um incêndio com origem no combustível derramado pelos aviões.

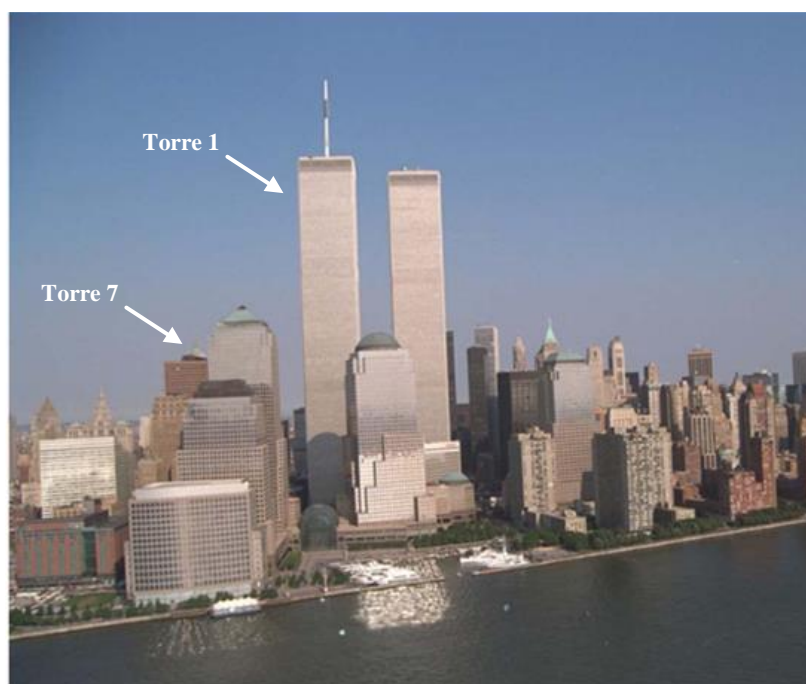


Figura 2.6 - Identificação da Torre 1 no antigo WTC (adaptado de NIST (2005)).

A Tabela 2.1 faz referência aos aspetos construtivos do antigo World Trade Center que são mais relevantes para o presente trabalho e que estão identificados no documento do NIST (2005) podendo-se observar na Figura 2.7 e Figura 2.8 alguns dos pormenores de conceção estrutural dos pisos e das fachadas.

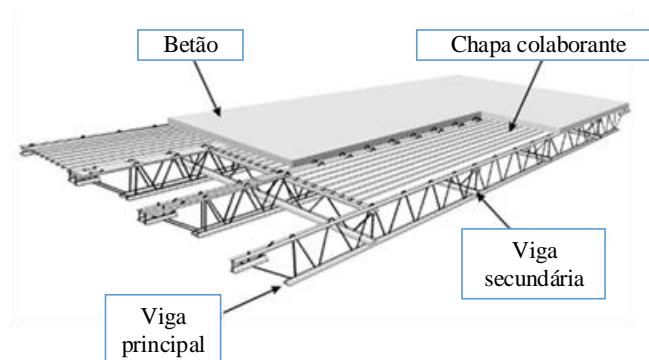


Figura 2.7 - Esquema da estrutura tipo dos pisos do antigo WTC (adaptado de NIST (2005)).

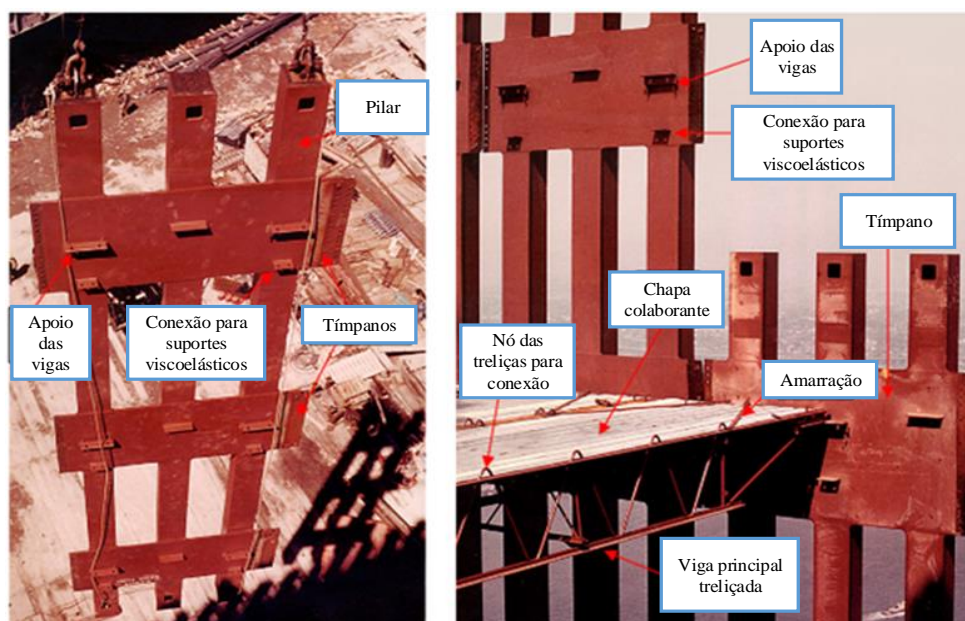


Figura 2.8 - Elementos estruturais pré-fabricados das fachadas e pisos do antigo WTC (adaptado de NIST (2005)).

Tabela 2.1 - Aspectos de concepção estrutural no antigo WTC (adaptado de NIST (2005)).

Paredes exteriores	<ul style="list-style-type: none"> As paredes exteriores eram constituídas por 236 pilares divididos pelas 4 fachadas; Os pilares eram perfis reconstituídos soldados formando uma secção tubular quadrada; Em cada piso os pilares adjacentes foram ligados por tímpanos formados por placas de aço ao nível de cada piso; As paredes de fachada funcionavam como um tubo quadrado dotando o edifício da resistência necessária ao efeito combinado das ações do vento com as ações gravíticas.
Pavimentos	<ul style="list-style-type: none"> Sistema de lajes colaborantes com vigas mistas treliçadas, estando as principais afastadas de 2 m e as secundárias afastadas de 4 m; A dobragem das barras diagonais é estendida acima da corda superior da viga treliçada funcionando como conetores aço-betão; As cordas superiores foram aparafusadas aos apoios das paredes exteriores; Foram instalados apoios viscoelásticos nas paredes exteriores ao nível das cordas inferiores para redução das vibrações.

A estrutura metálica destes edifícios foi sujeita à aplicação de diferentes medidas de proteção passiva ao fogo. A maioria dos pilares foi protegida com placas de gesso cartonado, enquanto que as vigas treliçadas, pilares perimetrais, tímpanos e algumas faces de pilares do núcleo central foram protegidos por projeção de diferentes composições de argamassas (NIST, 2005), podendo-se observar um desses exemplos na Figura 2.9.



Figura 2.9 - Proteção das vigas treliçadas por projeção de materiais de proteção passiva ao fogo no antigo WTC (NIST, 2005)

No mesmo relatório são identificadas as principais causas do colapso, entre as quais naturalmente os danos causados pelo impacto do avião, foram determinantes para a mais rápida perda de estabilidade da estrutura.

A força resultante deste embate, provocou o destacamento de materiais de proteção passiva ao fogo, bem como a abertura de caminhos para a sua propagação tanto pela destruição de fachadas e pisos como pela quebra de paredes de compartimentação. Para além disso, foi pulverizada uma grande quantidade de combustível no interior do edifício, que aliada aos caminhos de propagação, originou incêndios generalizados em vários andares. Esta forte ação do fogo nos elementos metálicos, que ficaram desprovidos do nível de proteção inicial, contribuíram para uma perda de rigidez ao nível dos pisos, gerando maiores esforços nos pilares perimetrais.

Resultante deste e outros relatórios, foram indicados diversos requisitos construtivos visando dotar os edifícios de maior segurança ao fogo, tendo os mesmos sido introduzidos na legislação relativa à construção da cidade de Nova Iorque (NYBC). Dentro destas medidas e com maior relevância para o presente trabalho, destaca-se por exemplo a inspeção dos sistemas de proteção passiva por projeção nas estruturas de edifícios, a ser realizada sempre que forem efetuadas remodelações significativas (NIST, 2005).

A preocupação com a proteção passiva está também presente no novo edifício do WTC onde entre outras medidas, foram utilizados sistemas de proteção passiva por projeção com cinco vezes maior capacidade de adesão ao substrato (Gips, 2005).

2.2.2. Retail Park (Portimão, Portugal)

A nível nacional optou-se por abordar um caso recente que não originou perdas de vidas mas resultou numa perda económica substancial. Trata-se do caso do incêndio no Retail Park de Portimão em setembro de 2012 ilustrado na Figura 2.10.

O impacto económico foi substancial, perdendo-se mais de 300 postos de trabalho e ficando a estrutura irrecuperável, com perda total dos bens materiais presentes nas diversas lojas.

Ainda hoje os escombros não foram totalmente removidos e estima-se que a reconstrução do espaço comercial, essencial para a zona pela elevada taxa de desemprego, implicará um investimento na ordem dos 20 milhões de euros.



Figura 2.10 - Incêndio e escombros resultantes do mesmo no Retail Park de Portimão em setembro de 2012 (expresso, 2012)

Este edifício era ocupado por uma área comercial, com cerca de 15 mil metros quadrados, realizado em estrutura metálica que colapsou subitamente ficando rapidamente reduzido a escombros. Embora não exista grande informação sobre os sistemas de proteção utilizados, apresenta-se na Figura 2.11 uma imagem da estrutura em fase construtiva.



Figura 2.11 - Estrutura metálica em fase construtiva do antigo Retail Park de Portimão (MaisMetal, 2005).

Apesar de não ser possível saber quais as medidas de proteção ao fogo aplicadas, pela rapidez com que a estrutura colapsou percebe-se que é provável que a proteção passiva ao fogo da estrutura tenha sido insuficiente ou inexistente e que o sistema de compartimentação por paredes corta-fogo era deficiente.

2.3. DOCUMENTOS NORMATIVOS

2.3.1. A Diretiva DPC

Com o objetivo de eliminar o obstáculo técnico ao comércio e a harmonização das especificações técnicas para obras de construção na comunidade Europeia, foi publicada em 1989 a Diretiva dos Produtos de Construção (DPC, 89/106/EEC). Este documento foi agora substituído pelo Regulamento dos Produtos de Construção (RPC, UE nº 305/2011) e lida com os produtos de construção, definindo 6 requisitos essenciais para os mesmos, sendo os dois primeiros a resistência mecânica/estabilidade estrutural e a segurança em caso de incêndio.

A DPC e em particular o requisito de “*Segurança em caso de incêndio*”, foi a base para o desenvolvimento da normalização europeia relativa ao fogo, na qual se incluem os Eurocódigos estruturais (Dimova, Pinto et al., 2007).

Para além dos documentos normativos aplicáveis ao dimensionamento e verificação da estabilidade estrutural em situação de incêndio (Eurocódigos estruturais), foi igualmente desenvolvida normalização europeia para a classificação quanto ao desempenho de resistência e reação ao fogo. De facto, a grande maioria dos produtos de construção abrangidos pela DPC tem um requisito de desempenho de reação ao fogo (relacionado com o nível de combustibilidade e contribuição para a propagação do fogo), de desempenho de resistência ao fogo (relacionado com a capacidade de impedir a propagação de chamas e/ou fumos e a capacidade para manter a resistência mecânica e estabilidade estrutural numa determinada escala temporal), ou ambos. As normas que definem o sistema de classificação dos produtos de construção quanto ao seu desempenho de reação ao fogo e resistência ao fogo são respetivamente a EN 13501-1 e EN 13501-2, e serão abordadas na secção 2.3.3.

2.3.2. Os Eurocódigos Relativos ao Fogo

Os Eurocódigos estruturais foram desenvolvidos ao longo dos últimos 25 anos pelo Comité Europeu de Normalização (CEN) em parceria com a Comissão Europeia. Constituem um conjunto coordenado de normas para a conceção e o projeto de estruturas de edifícios e de outras obras de engenharia civil,

definindo metodologias de análise e de cálculo para diferentes materiais e garantindo a conformidade com os requisitos de resistência mecânica/estabilidade estrutural e a segurança em caso de incêndio.

Estes documentos normativos possibilitam que os países membros definam normas de segurança nacionais, melhor adaptadas à realidade da construção de cada país, permitindo que alguns pontos bem designados sejam passíveis de modificações que deverão ser especificadas em anexo, o Documento Nacional de Aplicação (DNA).

Os Eurocódigos são constituídos por 10 documentos (EN 1990 a EN 1999), encontrando-se cada um deles, com exceção da EN 1990, divididos em diversas partes, conforma a matéria aí tratada. A parte 1-2 em sete destes documentos trata das disposições a observar para a resistência ao fogo das estruturas constituídas pelos diferentes materiais (Ramalho e Gonçalves, 2011). O grupo de Eurocódigos relativos à ação do fogo está representado na Figura 2.12.

De acordo com Phan, McAllister et al. (2010), os Eurocódigos são indiscutivelmente os documentos internacionais mais abrangentes, para o cálculo de estruturas sob condições de fogo.

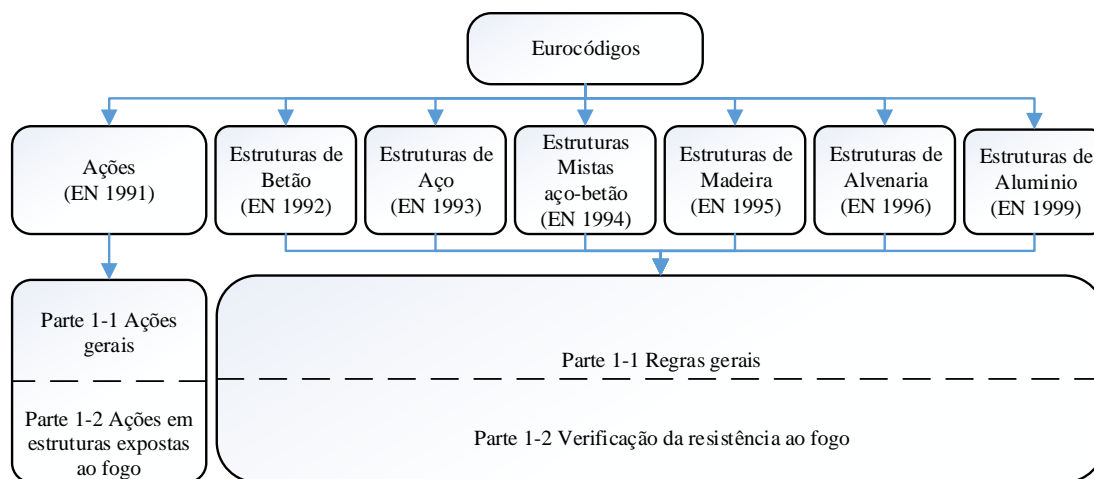


Figura 2.12 - Enquadramento da normalização respeitante à ação do fogo no grupo dos Eurocódigos estruturais (adaptado de Calgaro (2012)).

Nestas normas a resistência ao fogo é definida como a “*capacidade de uma estrutura, de parte de uma estrutura ou de um elemento estrutural para desempenhar as funções pretendidas (função de suporte de cargas e/ou função de compartimentação) para um nível de carga específico, quando sujeita a uma situação de incêndio específica e durante um período de tempo especificado*”. Para os elementos estruturais em que se exige unicamente a resistência estrutural, é referido que essa função é satisfeita, quando se mantém durante o tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF). A especificação deste período de tempo é feita na regulamentação de cada país, definindo-se a classe de resistência ao fogo dos elementos estruturais de acordo com o estipulado na EN 13501-2.(Ramalho e Gonçalves, 2011).

Os Eurocódigos aplicáveis em estruturas metálicas e mistas em situação de incêndio serão abordados com maior pormenor ao longo do presente trabalho.

2.3.3. As Normas EN 13501-1 e EN 13501-2

A norma europeia EN13501-1 estabelece os critérios de classificação do desempenho de reação ao fogo dos produtos de construção. Esta norma define duas categorias de classificação, uma para produtos de construção excluindo os relativos a revestimentos de piso e outra para os destinados a revestimento de piso. Para ambos os sistemas são definidas 7 classes (A1, A2, B, C, D, E, F), descritas na Tabela 2.2. No caso dos produtos de revestimento de piso o índice FL (*floor*) é acrescentado à letra correspondente à classe.

Tabela 2.2 - Classes de reação ao fogo segundo a NP EN 13501-1 (adaptado de TAFIBRA (2006)).

Classe	Descrição
A1	Materiais que não contribuem para qualquer etapa do incêndio.
A2	Materiais que não contribuem significativamente para a carga de incêndio nem para o desenvolvimento de incêndio.
B	Materiais com contribuição muito limitada para o incêndio. Tal como a classe C, embora satisfazendo requisitos ainda mais rigorosos.
C	Materiais com contribuição limitada para o incêndio. Satisfazem os critérios da classe D embora com requisitos mais rigorosos. Adicionalmente, sob ataque térmico de um elemento isolado em combustão, apresentam uma limitada propagação lateral da chama.
D	Materiais com contribuição relativamente significativa para o incêndio. Satisfazem os critérios da classe E mas devem ser capazes de resistir, por um período de tempo superior, ao ataque por uma chama de pequenas dimensões sem que ocorra uma propagação substancial da chama. Adicionalmente, são capazes de suportar o ataque térmico de um elemento isolado em combustão, com uma libertação de calor suficientemente retardada e limitada.
E	Materiais com contribuição significativa para o incêndio. Capazes de resistir durante um curto período de tempo ao ataque por uma chama de pequenas dimensões sem que ocorra uma propagação substancial da chama.
F	Materiais para os quais o desempenho não é determinado.

Esta classificação é complementada com as classes adicionais relativas à produção de fumos (s1, s2 e s3) e à libertação de partículas/gotas inflamadas (d0, d1 ou d2), tal como indica a Tabela 2.3.

Tabela 2.3 - Classificação complementar do desempenho de reação ao fogo segundo a NP EN 13501-1 (adaptado de TAFIBRA (2006))

	Aplicação final			Combustível	Contribuição para o fogo	
	Paredes e tetos	Revestimento de piso	Isolamento térmico de tubos lineares			
Combustibilidade	A1	A1	A1	Não	Não	Grau máximo
	A2	A2	A2	Não	Não	Grau máximo
	B	B	B	Sim	Sim	Muito limitada
	C	C	C	Sim	Sim	Limitada
	D	D	D	Sim	Sim	Média
	E	E	E	Sim	Sim	Alta
	F	F	F	Sim	Sem classificação, sem desempenho determinado	
Produção de fumo	São satisfeitos critérios mais exigentes do que os aplicáveis a s2			s1	Obs: as classes A1, A1 _{FL} , A1 _L , E, E _{FL} , E _L , F, F _{FL} e F _L não são classificadas segundo este critério	
	A produção total de fumos, bem como a taxa de desenvolvimento de fumos, são limitadas			s2		
	Não é exigida qualquer limitação à produção de fumo			s3		
Libertação de partículas / gotas inflamadas	Sem libertação de partículas / gotas inflamadas			d0		
	Sem libertação de partículas / gotas inflamadas que persistam mais do que um dado período de tempo			d1		
	Sem limitação			d2		

Já a EN 13501-2 estabelece os critérios de classificação do desempenho de resistência ao fogo dos produtos de construção, com exceção dos referentes a sistemas de ventilação e exaustão, para os quais se aplicam as partes 3 e 4 da referida norma.

Nos regulamentos a exigência de resistência ao fogo dos elementos estruturais ou de compartimentação, os regulamentos é avaliada pelo tempo que decorre desde o início de um processo térmico normalizado (por exemplo a curva de incêndio padrão ISO 834) a que o elemento é submetido, até ao momento em que ele deixa de satisfazer as funções para que foi projetado (Franssen e Vila Real, 2010).

De acordo com esta norma, a classificação de resistência ao fogo é feita segundo os parâmetros apresentados na Tabela 2.4. Os quatro principais parâmetros são a capacidade de suporte de carga (R), a estanquidade a chamas e gases inflamáveis (E), o isolamento térmico (I) e a radiação (W), sendo que este último não é aplicável a todos os elementos de construção, embora seja requerido em alguns estados membros. A classificação pode ser complementada com os restantes parâmetros, sendo ainda possível acrescentar sufixos que trazem informações relativas às configurações de exposição ao fogo e ao domínio de aplicação dos resultados dos ensaios.

Um exemplo da utilização de um parâmetro complementar é uma porta cujo resultado do ensaio à estanquidade a chamas e gases inflamáveis foi de 121 minutos e teve êxito aos ensaios de fecho automático, obtendo classificação E 120-C. Quanto à aplicação dos sufixos apresenta-se como

exemplo um teto cujos ensaios resultaram numa classificação EI 60, podendo ser complementada com o sufixo (a→b), (b→a) ou (a↔b), indicando se o elemento foi ensaiado e cumpre os critérios com o fogo na zona superior, na zona inferior ou em ambas as faces.

Tabela 2.4 - Classes de resistência ao fogo segundo a EN 13051-2.

Classe	Descrição
R	Capacidade de suporte de carga
E	Estanquicidade a chamas e gases quentes
I	Isolamento térmico
W	Radiação
M	Ação mecânica
C	Fecho automático
S	Passagem de fumo
P OU PH	Continuidade de fornecimento de energia e/ou sinal
G	Resistência ao fogo de fuligem
K	Capacidade de proteção contra incêndios

Para elementos com função de suporte de carga, como pilares e vigas, admite-se que essa função é cumprida enquanto o elemento mantém as características de resistência mecânica para que foi dimensionado. Nos elementos em que se pretende estanquidade, o desempenho deixa de ser cumprido, quando se verifica a emissão de chamas ou gases inflamáveis na face não exposta do elemento. Já nos elementos com funções de isolamento, considera-se que a função é cumprida, enquanto a temperatura média na face não exposta do elemento não ultrapassa os 140 °C e a temperatura em cada ponto de medição não ultrapassa os 220 °C (Vila Real, 2010).

Os Eurocódigos estruturais, apenas abordam a capacidade de suporte de carga dos elementos de construção com funções estruturais, indicando-se à frente da designação da classe o tempo de resistência requerido em minutos, por exemplo R30, R60 ou R90.

2.3.4. Regulamentação Portuguesa

Entre 1951 e 1967 foram elaborados o Regulamento Geral das Edificações Urbanas e o Regulamento das Condições Técnicas e de Segurança dos Recintos de Espetáculos e Divertimentos Públicos, sendo que ambos possuíam alguns artigos referentes à segurança contra incêndio de acordo com os conhecimentos da época. No entanto, esses documentos não acompanharam os importantes avanços que se foram registando na segurança contra incêndios.

Em Portugal havia um leque alargado de regulamentos e diplomas específicos e aplicáveis a cada tipo de edifício, dispersos por diversa legislação de valor hierárquico e normativo distinto, que dificultava a sua interpretação e aplicação. Para fazer face a estes obstáculos, optou-se pelo desenvolvimento de um único regulamento, que permitisse a harmonização das disposições regulamentares, com o contributo de várias entidades públicas, como o Serviço Nacional de Bombeiros, a Proteção Civil e Conselho Superior de Obras Públicas e Transportes.

Entrou então em vigor, no dia 1 de janeiro de 2009, o Regime Jurídico de Segurança contra Incêndios em Edifícios (RJ-SCIE, DL n.º 220/2008), o Regulamento Técnico de Segurança Contra Incêndios em Edifícios (RT-SCIE, Portaria 1532/2008) e a 15 de janeiro, do mesmo ano, o despacho que estipula os Critérios Técnicos para determinação da Densidade de Carga de Incêndio Modificada (Despacho n.º 2074/2009). Os objetivos desta legislação, para além da harmonização das disposições regulamentares, consiste na preservação da vida humana, do ambiente e do património cultural, pela diminuição da ocorrência de incêndios, circunscrição de eventuais fogos e mitigação dos seus efeitos e pela contribuição para a fácil intervenção dos meios de socorro e evacuação dos ocupantes de forma eficaz e segura.

Aproveitou-se igualmente para adotar o conteúdo das Decisões da Comissão das Comunidades Europeias, relativas à classificação dos produtos de construção quanto à reação e à resistência ao fogo.

Um fator essencial para o cálculo das necessidades de proteção ao fogo dos elementos estruturais, é o tempo de resistência que estes devem cumprir, que será associado como já foi referido, à classificação R. Este período de tempo é estipulado na legislação vigente em Portugal, em função da utilização do edifício, da função do elemento estrutural e da categoria de risco.

De acordo com o ponto 1 do artigo 15º do Regulamento Técnico de Segurança Contra Incêndios em Edifícios, “*Consoante o seu tipo, os elementos estruturais de edifícios devem possuir uma resistência ao fogo que garanta as suas funções de suporte de cargas, de isolamento térmico e de estanquidade durante todas as fases de combate ao incêndio, incluindo o rescaldo, ou, em alternativa, devem possuir a resistência ao fogo padrão mínima indicada no quadro IX*”, estando este quadro replicado na Tabela 2.5

Tabela 2.5 - Tempo requerido de resistência ao fogo padrão segundo o regulamento Técnico de Segurança Contra Incêndios em Edifícios.

Utilizações-tipo	Categorias de risco				Função do elemento estrutural
	1. ^a	2. ^a	3. ^a	4. ^a	
I,III,IV,V,VI,VII,VIII,IX e X	R 30 REI 30	R 60 REI 60	R 90 REI 90	R 120 REI 120	Apenas suporte Suporte e compartimentação
II, XI e XII	R 60 REI 60	R 90 REI 90	R 120 REI 120	R 180 REI 180	Apenas suporte Suporte e compartimentação

A classificação das utilizações tipo dos edifícios e recintos é definida de acordo com o artigo 8.º do Regime Jurídico de Segurança contra Incêndios em Edifícios, entre doze utilizações tipo, que por sua vez se encontram subdivididas em quatro categorias de risco de incêndio.

No artigo 10º do mesmo documento, é descrita a definição de locais de riscos integrados em edifícios e recintos, que com exceção dos espaços interiores de cada fogo, e das vias horizontais e verticais de evacuação, são organizados de acordo com a natureza do risco.

A classificação do risco é por sua vez obtida pelo Anexo III do mesmo Decreto-Lei, em função da altura da utilização-tipo, o efetivo número máximo de pessoas presentes, os locais de risco, a área

bruta, o número de pisos abaixo do plano de referência, o espaço coberto ou ao ar livre e a densidade ou carga de incêndio modificada. Por fim, a carga de incêndio modificada, é obtida através do Despacho n.º 2074/2009, sendo definida como a quantidade de calor suscetível de ser libertada pela combustão completa da totalidade de elementos contidos num espaço, incluindo o revestimento das paredes, divisórias, pavimentos e tetos (Silva de Jesus, 2008).

Importa ainda referir que Portugal não é dotado de qualquer documento normativo, para além das versões portuguesas dos Eurocódigos estruturais, que estabeleça procedimentos de cálculo de resistência ao fogo em edifícios.

2.4. O FENÓMENO DO FOGO

2.4.1. Evolução do incêndio

Um incêndio é um fenómeno físico-químico, que se inicia quando um material combustível e/ou inflamável, em combinação com um agente comburente, sendo o oxigénio o mais comum em edifícios, são expostos a uma fonte de calor acima do ponto de ignição do conjunto combustível/comburente. A fonte de ignição provoca a decomposição química do material combustível (pirólise), libertando gases combustíveis que reagem exotermicamente com o oxigénio. O calor liberado pela reação exotérmica causa a pirólise dos demais materiais combustíveis, originando uma reação em cadeia de forma descontrolada, até que uma das condições essenciais para que o fogo ocorra se extinga. Esta combinação que origina um incêndio é representada de forma corrente pelo tetraedro do fogo, ilustrado na Figura 2.13.



Figura 2.13 - Tetraedro do fogo (Kelker, 2012)

A grande maioria dos incêndios segue um padrão qualitativo, que pode ser traduzido por seis fases perfeitamente identificáveis, em função do tempo decorrido. No entanto, quantitativamente existe uma enorme variabilidade pois o incêndio depende de diversos parâmetros.

As seis fases referidas são a ignição, o *pré-flashover*, o *flashover*, a combustão generalizada, o declínio e a extinção e estão representadas na Figura 2.14.

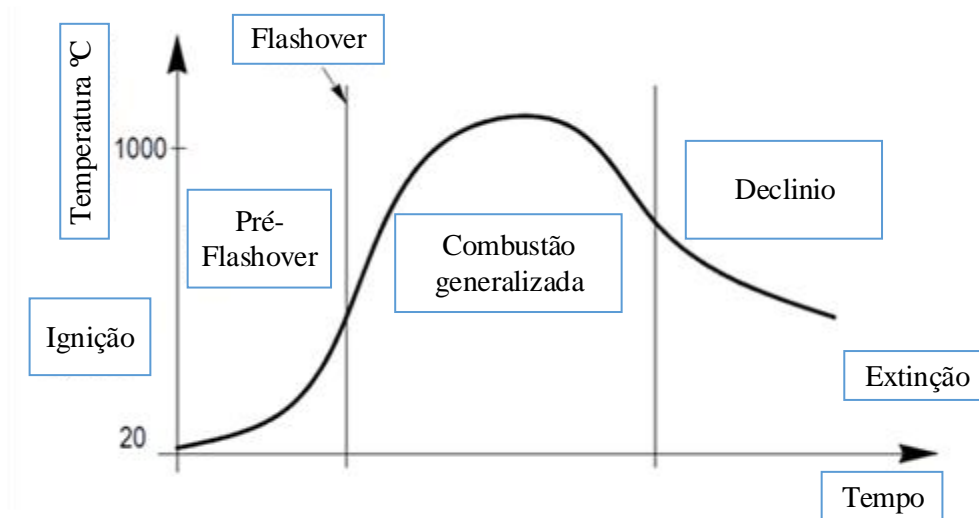


Figura 2.14 - Modelo de incêndio natural (adaptado de Ferreira (2006)).

Após a ignição, inicia-se a propagação do fogo, ou *pré-flashover*, caracterizando-se por um aumento gradual da temperatura com produção de fumos e gases que se acumulam nas zonas mais próximas do teto, aquecendo-as. A temperatura do compartimento irá então elevar-se, até que subitamente o incêndio passa de um foco localizado para um fenómeno generalizado a todo o compartimento. Esta passagem corresponde ao *flashover*, que ocorre então quando a superfície de todo o material combustível presente entra em ignição. Após o *flashover*, chega-se à fase de combustão generalizada atingindo-se a temperatura máxima do incêndio, com grande libertação de gases. Com a diminuição da quantidade de material combustível dá-se o declínio do incêndio. Quando a totalidade dos materiais combustíveis forem consumidos, o fogo estará extinto, considerando-se de uma forma geral que com 80% do material consumido já se estará na fase de extinção.

Será então fácil de perceber que o fenómeno de incêndio é influenciado por vários fatores, entre os quais se pode destacar a compartimentação do local em chamas, a quantidade de material combustível (carga de incêndio) e a ventilação do local. Como tal, cada incêndio constitui um caso único com grande variabilidade associada, e sujeito a alterações das condições iniciais de análise, uma vez que um edifício não se mantém imutável no tempo, tanto a nível de arquitetura como de utilização.

2.4.2. Trocas de calor

As trocas de calor são a transferência de energia entre corpos materiais, resultantes das diferenças de temperatura e que podem ocorrer pelo mecanismo da condução, convecção e/ou radiação. A forma como se processam estes mecanismos de transferência de calor em compartimentos perante a situação de incêndio está representada na Figura 2.15.

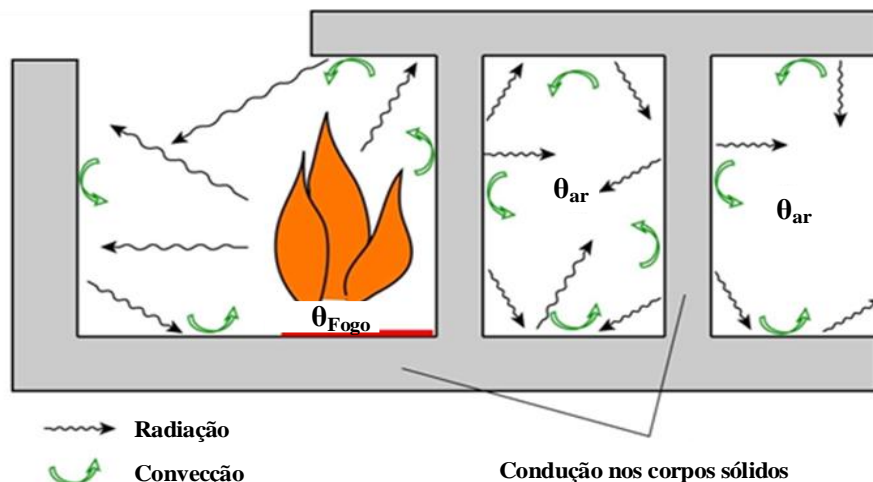


Figura 2.15 - Mecanismos de transferência de calor em compartimentos sob situação de incêndio (adaptado de NECS (2006)).

De acordo com a segunda lei da termodinâmica, quando existe um gradiente de temperatura num corpo, a transferência de energia é feita da região de temperatura mais elevada para a de mais baixa temperatura. A lei da condução térmica, também conhecida como lei de Fourier, estabelece que o fluxo de calor através de um material é proporcional ao gradiente negativo de temperatura, ou seja:

$$q = \frac{Q}{A} = -\lambda \frac{\partial \theta}{\partial x} \quad (2.1)$$

em que:

q fluxo de calor por condução [W/m^2];

Q quantidade de calor [W];

A área da secção através da qual o calor flui, medida perpendicularmente à direção do fluxo [m^2]

λ condutividade térmica do material [$W/m^\circ C$];

$\frac{\partial \theta}{\partial x}$ razão da variação da temperatura com a distância na direção do fluxo de calor [$^\circ C/m$].

Em coordenadas tridimensionais (x,y e z), a equação geral para a transferência de calor em condução para um material isotrópico admitindo a condutividade térmica constante ao longo do material, tem a seguinte forma:

$$\frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \theta}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \theta}{\partial z^2} = \frac{1}{\alpha} \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (2.2)$$

em que:

α difusibilidade térmica do material com $\alpha = \frac{\lambda}{\rho c}$. [m^2/s]

A massa volúmica (ρ), o calor específico (c) e a condutividade térmica (λ), são então propriedades relevantes dos materiais, para determinar a sua temperatura em situação de incêndio.

No que diz respeito à convecção, esta processa-se através da troca de energia calorífica entre partes em movimento de um fluido, ou entre este e superfícies sólidas a diferentes temperaturas. O

movimento pode ser provocado por agentes externos, como por exemplo pela atuação de uma ventoinha, de um agitador ou de uma bomba centrífuga, ou ainda por diferenças de densidade resultantes do próprio aquecimento do fluido. No primeiro caso diz-se que a transferência de calor se processa por convecção forçada, enquanto no segundo por convecção natural ou livre.

O efeito global da convecção pode ser expresso através da lei de arrefecimento de Newton, tal como indicado em seguida:

$$q_c = h_c(\theta - \theta_\infty) \quad (2.3)$$

em que:

q_c fluxo de calor por convecção [W/m^2];

h_c coeficiente de transferência de calor por convecção [$W/m^2^\circ C$];

θ temperatura da superfície [$^\circ C$];

θ_∞ temperatura do fluido ou ambiente [$^\circ C$].

O coeficiente de transferência de calor por convecção depende de algumas propriedades físicas do fluido, do tipo de movimento do fluido e da geometria da superfície que o fluido percorre.

Por fim a radiação térmica designa-se por toda a energia radiante emitida na gama de comprimentos de onda 0,1 a 100 μm do espectro electromagnético. Resulta da emissão e propagação de ondas eletromagnéticas por alteração na configuração eletrónica de átomos e moléculas. Qualquer corpo com uma temperatura superior a 0 K emite energia radiante.

A transferência de calor por radiação térmica ocorre através de sólidos, líquidos e gases e no vácuo, exceto nos sólidos e líquidos opacos à radiação térmica. É o único processo de transmissão de calor que pode ocorrer no vácuo por não necessitar da presença de nenhum meio material para ocorrer.

A energia radiante que um corpo emite é dada pela lei de Stefan-Boltzmann, aplicada a um corpo real, expressando-se da forma indicada:

$$q_r = \sigma \cdot \varepsilon \cdot (\theta^4 - \theta_{viz}^4) \quad (2.4)$$

em que:

q_r fluxo de calor por radiação [W/m^2];

σ constante de proporcionalidade de Stefan-Boltzmann, $\sigma = 5,669 \times 10^{-8}$ [$W/m^2 K^4$];

ε emissividade da superfície emissora ($0 < \varepsilon < 1$);

θ_{viz} temperatura da superfície vizinha que envolve o corpo recetor em que $\theta_{viz} < \theta$ [K].

θ temperatura da superfície [K];

2.5. MEDIDAS DE PROTEÇÃO

A fim de proteger as vidas humanas e a propriedade, é importante que seja incorporada na conceção global de um edifício o nível de resistência ao fogo adequado e que sejam especificados os tipos de materiais a utilizar de forma a minimizar o desenvolvimento e consequências do incêndio.

As várias medidas de proteção ao fogo podem ser classificadas em proteção ativa ou passiva.

O primeiro grupo, visa extinguir o incêndio quando ainda está na sua fase inicial (*pré-flashover*), enquanto o segundo tem por objetivo garantir que a estrutura não sofra colapso por um determinado período de tempo e evita a propagação do fogo entre os compartimentos da edificação (Saint-Gobain, 2011) (Ferreira, 2006).

As principais medidas para garantir a resistência estrutural ao fogo durante o período de tempo necessário, são a compartimentação do edifício, reduzindo o risco de propagação, ou a utilização de medidas de combate como *sprinklers*, de extrema importância na fase de *pré-flashover* que é quando é possível a evacuação e salvaguarda de bens, ou o dimensionamento da estrutura para que por si só tenha capacidade resistente à ação do fogo.

2.5.1. Proteção passiva

As principais funções dos sistemas de proteção passiva ao fogo são a proteção da estrutura do edifício para que mantenha a sua capacidade resistente durante o tempo necessário de evacuação dos ocupantes e intervenção dos bombeiros, e a diminuição da propagação de fogo e fumo. São exemplos deste tipo de proteções a compartimentação com paredes corta-fogo, escadas enclausuradas e revestimento de elementos estruturais com materiais isolantes.

Como já foi referido, o aumento da temperatura diminui a capacidade resistente dos materiais estruturais. Nos casos em que a ação do fogo põe em causa a estabilidade estrutural dos elementos durante o período de tempo pretendido, é necessário proceder-se ao aumento da sua capacidade resistente. Em estruturas de betão armado, a solução passará na maioria dos casos pelo aumento da espessura de recobrimento das armaduras, já que a condutibilidade térmica do betão é baixa. Já em estruturas metálicas, nas quais o aumento da temperatura se dá mais rapidamente, existe uma ampla gama de materiais disponíveis para melhorar a sua resistência ao fogo, podendo ser aplicados de várias formas para satisfazer as necessidades específicas do local e da arquitetura. Dentro dessas formas de aplicação podemos distinguir a proteção no contorno do perfil (*profile*), proteção em caixão (*box*) e proteção com materiais sólidos (*solid*), conforme as ilustrações da Figura 2.16.

Os materiais aplicados por projeção, conferem uma proteção do tipo *profile*, uma vez que geralmente contornam a forma dos perfis. A proteção em caixão é feita por placas de isolamento, formando uma caixa que envolve os elementos. Por fim na proteção *solid*, os perfis são envolvidos por materiais de elevada densidade, tal como o betão ou até mesmo a alvenaria.

Atendendo à forma como se processam as trocas de calor e à funcionalidade que se pretende para um material de proteção ao fogo, é fácil perceber que existem requisitos essenciais, os quais estão indicados na Tabela 2.6.

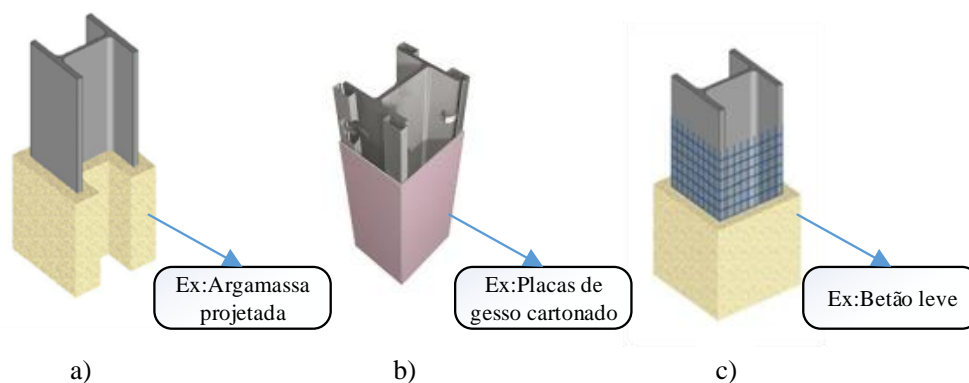


Figura 2.16 - Métodos de aplicação de proteção passiva ao fogo em elementos metálicos. a) proteção no contorno; b) proteção em caixão; c) proteção com materiais sólidos.

Tabela 2.6- Requisitos para materiais de proteção passiva ao fogo (adaptado de IST (1997)).

Requisitos essenciais para os materiais de proteção passiva ao fogo
• Baixa condutividade térmica
• Elevado calor específico
• Resistência às ações térmicas
• Perfeita aderência ao substrato mesmo a temperaturas elevadas
• Resistência a agentes atmosféricos, químicos e impacto quando expostos aos mesmos
• Custo compatível com a natureza e importância da obra

Um fator importante nestes produtos é que os distingue dos demais isolantes térmicos e acústicos correntes, é que devem ser incombustíveis e não originar produtos voláteis inflamáveis nem gases tóxicos.

Deve-se realçar que estes materiais constituem uma parcela significativa do custo de uma obra. É por isso determinante a escolha correta da proteção a aplicar e as necessidades do seu uso, para que a opção pelo aço como elemento estrutural se mantenha competitiva e para que se usufrua das diversas vantagens já apresentadas.

Na Figura 2.17 constam alguns dados representativos da evolução do mercado dos sistemas de proteção passiva ao fogo em elementos metálicos no Reino Unido (SteelConstruction, 2012)

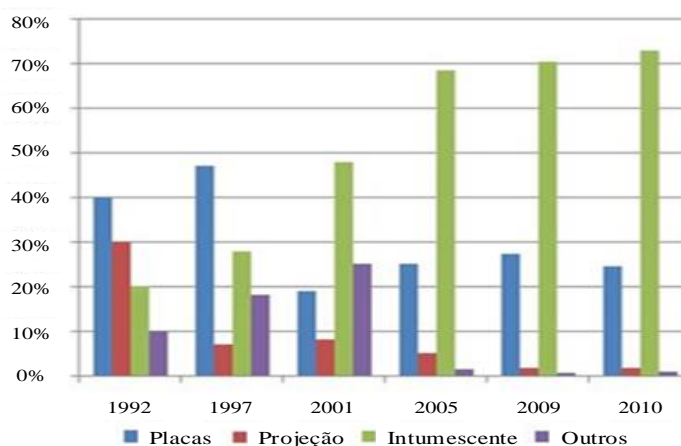


Figura 2.17 - Preferência de mercado na escolha de materiais de proteção passiva ao fogo no Reino Unido entre os anos 1992-2010. (adaptado de SteelConstruction (2012)).

Os dados demonstram que a tinta intumescente tem sido a principal escolha, mesmo sendo o sistema mais oneroso, devendo-se esta tendência à ausência de impacto estético que esta possibilita.

Em seguida será feita uma descrição dos principais sistemas de proteção passiva ao fogo em elementos metálicos.

2.5.1.1. Tinta intumescente

A tinta intumescente possui uma composição química que configura um sistema capaz de se expandir sob a ação da temperatura, mediante a formação de uma espuma densa com superfície incombustível. Trata-se então de um material reativo ao calor e quando a temperatura da superfície se aproxima dos 200 °C intumesce, isto é, inicia um processo de expansão volumétrica, ilustrado na Figura 2.18.



Figura 2.18 - Comportamento da tinta intumescente sob temperaturas elevadas. (adaptado de Fairbanks (2013)).

Esta expansão deve-se à formação de uma espuma carbônica, incrementada pelos gases libertados na reação química, podendo expandir-se até cerca de 30 vezes relativamente à sua espessura inicial, embora alguns fabricantes digam que pode expandir até 100 vezes. O resultado final é uma barreira de carvão firmemente aderida ao elemento metálico, oferecendo o retardamento necessário da elevação da temperatura.

Como esta tinta não apresenta grande resistência química e física, ela deve ser recoberta por uma película acrílica ou poliuretânica, que lhe vai conferir também o aspeto final de acabamento. Relativamente ao substrato deve ser aplicado um primário ignífugo epóxico ou de zinco para conferir proteção anticorrosiva ao perfil metálico.

Este sistema de proteção tem a vantagem de providenciar o acabamento final, que por questões arquitetónicas geralmente é pretendido em estruturas metálicas à vista, apresentando-se como exemplo na Figura 2.19 a estrutura metálica do Aeroporto Francisco Sá Carneiro, em que foi aplicada uma tinta intumescente da marca CIN.



Figura 2.19 - Estrutura metálica do Aeroporto Francisco Sá Carneiro com proteção por tinta intumescente (MARTIFER, 2007).

No entanto, este sistema de proteção apresenta algumas desvantagens: para além do elevado custo em material, requer também uma manutenção periódica com constantes exames à sua integridade, para além de que após ocorrer a reação de expansão, têm de ser integralmente substituídas (Purkis, 2007).

2.5.1.2. Materiais projetados

Trata-se de materiais incombustíveis, à base de fibras minerais ou agregados minerais e cimentos ou gesso que funcionam como ligantes, com elevada resistência térmica e mecânica.

Apresentam-se como produtos de baixa, média ou alta densidade. Materiais de baixa densidade são aplicados, de modo geral, em elementos interiores não expostos a potenciais agressões físicas. Os de média densidade são utilizados igualmente em elementos interiores com necessidade de requisitos de alguma resistência ao impacto e à humidade. Por sua vez, os de alta densidade, são utilizados em obras externas onde o risco de impacto é elevado, assim como a exposição à humidade. Dentro dos materiais geralmente aplicados por projeção desatacam-se os indicados na Tabela 2.7.

Tabela 2.7- Principais materiais utilizados na composição de argamassas em sistemas de proteção passiva ao fogo por projeção.

Fibras minerais	Agregados minerais	Ligantes
<ul style="list-style-type: none"> • Lã de rocha • Fibra de vidro 	<ul style="list-style-type: none"> • Vermiculite • Perlite 	<ul style="list-style-type: none"> • Cimento • Gesso

A aplicação destes materiais pode ser efetuada por via seca, como é o caso das fibras projetadas, ou por via húmida, onde se incluem as argamassas de vermiculite ou perlite.

A argamassa projetada é composta por agregados e aglomerantes misturados com água, formando uma massa fluida, que é transportada por meio de uma mangueira até o esguicho, efetuando-se a projeção pneumática.

Este material é aplicado no contorno dos elementos a proteger, sendo que quando a geometria é complexa podem necessitar de um reforço com rede de fibra de vidro para não fissurarem.

Embora as argamassas apresentem um custo reduzido, face aos restantes, apresenta como importante desvantagem o aspeto estético. O resultado obtido é uma superfície rugosa, sendo difícil a aplicação de um acabamento como pintura. Assim sendo, geralmente reservam-se para elementos que não vão ficar visíveis, como vigas de pavimento cobertas com um teto falso.

Na Figura 2.20 é apresentado um exemplo de aplicação de argamassa projetada em vigas treliçadas, caso do edifício Estoril Sol Residence.



Figura 2.20 - Estrutura metálica do corpo em ponte no edifício Estoril Sol Residence, com proteção passiva ao fogo por intermédio de argamassa projetada (Afaconsult, 2010).

No que se refere às fibras projetadas, estas são transportadas por baixa pressão por uma mangueira até ao esguicho, sendo misturada à saída com água e projetada para a superfície do elemento.

Este material apresenta vantagens e desvantagens semelhantes à argamassa projetada.

2.5.1.3. Painéis rígidos

São elementos pré-fabricados fixados na estrutura por meio de pinos ou perfis leves de aço, proporcionando diversas possibilidades de acabamento. Geralmente são compostos por materiais fibrosos (lã de rocha e fibra de vidro), agregados minerais (vermiculite, perlite e silicato de cálcio) e gesso.

A sua aplicação é feita a seco e em caixão, conforme ilustrado na Figura 2.21, apresentando desde já a vantagem de não necessitar de tempo de secagem nem originar sujidade acrescida na obra. Permite igualmente a aplicação de um revestimento similar ao aplicado na restante obra. A nível de preço apresenta valores muito próximos dos materiais projetados e das tintas intumescentes.



Figura 2.21 - Aplicação de proteção em caixão com placas semi-rígidas na estrutura metálica de um hangar para manutenção de aviões (Thermax, 2013)

Existem essencialmente duas famílias de sistemas de proteção por placas: os de alta densidade (rígidos) e os de média densidade (semi-rígidos), devendo a escolha da sua aplicação ser feita em função da exposição ao impacto.

2.5.1.4. Mantas

As mantas podem ser de fibra cerâmica, lã de rocha ou qualquer outro material fibroso. São aplicadas no contorno, por meio de pinos de aço previamente soldados à estrutura e constituem boas soluções para aplicação em edifícios em funcionamento.

No entanto, tal como se pode observar pela Figura 2.22, o aspeto estético pode ser um condicionante importante na sua escolha, remetendo-se geralmente para elementos ocultos por paredes ou tetos falsos de pladur.



Figura 2.22 - Aplicação de proteção passiva ao fogo por mantas flexíveis em vigas treliçadas (SteelConstruction, 2012)

2.5.2. Proteção ativa

Proteção ativa é aquela que entra em funcionamento na presença do incêndio ou de calor e fumo associados à sua ocorrência.

Os projetos de instalações prediais de proteção contra incêndio estão intrinsecamente ligados a estas proteções, envolvendo alarmes, detetores de calor e fumo, extintores, bocas-de-incêndio e *sprinklers* (Figura 2.23).

Estes métodos estão relacionados essencialmente com a fase inicial dos incêndios, antes do compartimento ou edifício estarem completamente envolvidos pelas chamas (Ferreira, 2006), estando por isso fora do âmbito do presente trabalho.

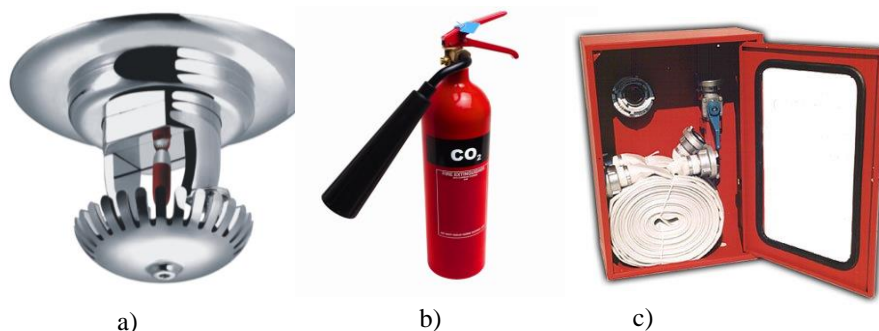


Figura 2.23 - Exemplos de sistemas de proteção ativa ao fogo: a) *sprinkler*; b) extintor; c) hidrante de parede.

CAPÍTULO 3

EUROCÓDIGOS ESTRUTURAIS NO ÂMBITO DO

COMPORTAMENTO AO FOGO:

Metodologias de Análise, Ações e Modelação

Os Eurocódigos são tidos como documentos de referência e frequentemente impostos por legislação ou imposição contratual, na comunidade Europeia e fora do espectro dos estados membros. Como tal, as regras e metodologias que indicam foram adotadas como princípios a cumprir no trabalho desenvolvido, perspetivando uma aplicação prática, eficiente e eficaz, que garanta o cumprimento dos requisitos de segurança e qualidade na ótica de um gabinete de projeto com mercado internacional.

No presente capítulo são indicadas as normas aplicáveis a estruturas metálicas e mistas e a forma como estas se interligam no processo de verificação da segurança estrutural.

Aborda-se também as diferentes opções de métodos de análise permitidas pelos Eurocódigos. Esta análise, como já se percebeu, para além do estudo do comportamento estrutural compreende também o estudo do fenómeno do fogo. Assim sendo, é incontornável seguir os seguintes passos: selecionar qual a forma como será definida a ação térmica e como será determinada a transferência de calor para os elementos estruturais; determinar as ações mecânicas a considerar e a forma como estas se combinam; optar se será feita uma análise da estrutura global ou de partes da estrutura tendo para isso de serem definidas condições fronteiras que de forma simplificada simulem o comportamento global; verificar a segurança estrutural atendendo aos efeitos induzidos pelas temperaturas elevadas. Cada uma destas etapas, que serão detalhadas nas secções seguintes, pode geralmente seguir uma de duas vertentes, métodos simplificados ou métodos avançados.

3.1. NORMAS A UTILIZAR NA VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DE ESTRUTURAS METÁLICAS E MISTAS

A EN 1990 (2008) será sempre o ponto de partida para qualquer tipo de projeto estrutural, fornecendo os princípios e requisitos para a segurança, utilização e durabilidade das estruturas e descrevendo as bases para o seu projeto e verificações. A situação de exposição ao fogo não foge à regra e como tal deverá ser este o primeiro documento a consultar.

As propriedades mecânicas dos materiais estruturais e seu comportamento face a temperaturas elevadas são diferentes do que se verifica e assume para condições de temperatura ambiente. Além disso, a forma como esses parâmetros são afetados varia consoante o tipo de material, justificando que existam documentos que versam o comportamento ao fogo para cada material estrutural. No entanto, a situação de incêndio é mais um cenário passível de análise estrutural, que não substitui o cálculo à temperatura ambiente mas sim complementa-o, para que seja garantida a segurança nos vários cenários prováveis. Como tal, geralmente constitui uma análise *à posteriori* do dimensionamento à temperatura ambiente, podendo resultar em alterações na conceção estrutural e/ou na implementação de medidas de proteção passiva, para atingir os resultados pretendidos ou impostos pela legislação de cada país.

As partes 1-2 dos Eurocódigos relativos às estruturas metálicas (EN 1993-1-2 (2009)) e mistas (EN 1994-1-2 (2008)) tratam apenas de aspetos específicos das medidas passivas de proteção contra incêndios, fornecendo os princípios e regras de aplicação para o cálculo das estruturas em situação accidental de exposição ao fogo, com vista à satisfação dos requisitos de resistência e dos níveis de desempenho. Estas normas definem os requisitos suplementares e identificam as diferenças, em relação ao cálculo à temperatura ambiente, pelo que não dispensam o uso da parte 1-1, mais concretamente a EN 1993-1-1 (2009) e EN 1994-1-1 (2008), respetivamente para estruturas metálicas e mistas.

É então importante perceber que não se tratam de documentos autónomos, tendo sido elaborados para utilização conjunta não só com os Eurocódigos referidos, como também com a EN 1991-1-2 (2009), nomeadamente no que diz respeito ao cálculo da evolução da temperatura dos elementos estruturais com o tempo, com consequente análise de comportamento. A EN 1991-1-2 descreve também a forma como se devem combinar as ações em situação de incêndio e de como podem ser estabelecidos os modelos de incêndio para a análise das temperaturas.

O fluxograma da Figura 3.1 ilustra a forma como se interliga a normalização específica para situação de incêndio, com a normalização para dimensionamento estrutural em condições de temperatura ambiente, no caso das estruturas metálicas e mistas

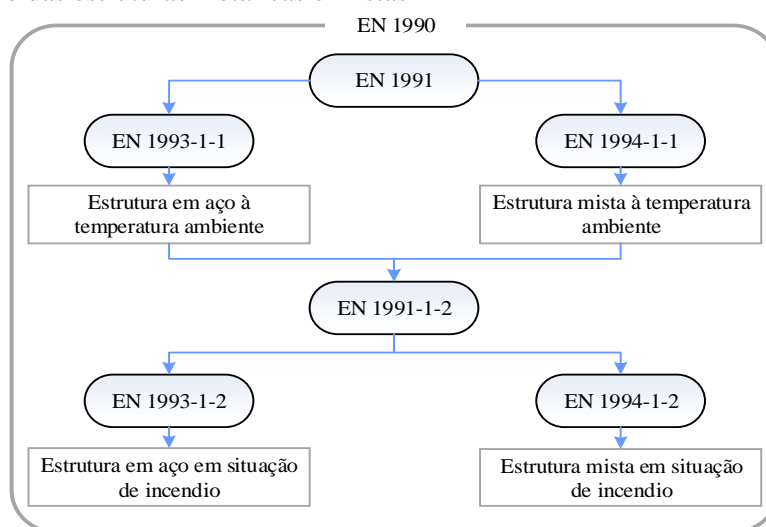


Figura 3.1 - Interligação dos Eurocódigos numa análise em situação de incêndio (adaptado de Franssen e Vila Real (2010)).

Para além da questão da interligação da normalização para a situação de incêndio com a correspondente para condições correntes de temperatura, serão também indicados quais os Eurocódigos a consultar no processo de análise ao fogo. Para isso, é necessário perceber os métodos de cálculo que estes documentos prescrevem, identificando-se as diferentes etapas a percorrer e assinalando os documentos aplicáveis a cada uma delas. Estas questões serão abordadas na secção seguinte.

3.2. MÉTODOS DE CÁLCULO

As normas europeias para cálculo estrutural em situação de incêndio, permitem a utilização de procedimentos alternativos de verificação da resistência ao fogo e necessidades de proteção, apresentando uma sequência clara de opções para cada etapa da análise, tal como ilustradas na Figura 3.2. Nesta mesma figura encontram-se indicadas as secções do presente trabalho que abordam cada uma das etapas com maior detalhe.

Assim, os Eurocódigos estruturais relativos à ação do fogo permitem a opção por dois tipos de abordagens distintas, no que diz respeito aos princípios e pressupostos a aplicar na metodologia de análise, podendo-se distinguir a abordagem prescritiva e a abordagem baseada no desempenho.

Observando-se o fluxograma indicado, percebe-se ainda que o projetista pode optar, a um segundo nível, por uma análise consoante o grupo estrutural (por elementos, parte da estrutura ou estrutura completa) e, a um terceiro nível, pela avaliação do comportamento mecânico através de valores tabelados ou modelos de cálculo (simplificados e avançados). Note-se que nos vários Eurocódigos que tratam a ação do fogo, relativos a cada um dos principais materiais estruturais, os modelos de cálculo disponíveis são distintos.

Realça-se que no trabalho desenvolvido no Capítulo 6, foi adotada uma abordagem prescritiva por elementos, efetuando-se a determinação das necessidades de proteção passiva da estrutura através de modelos de cálculo simplificados.

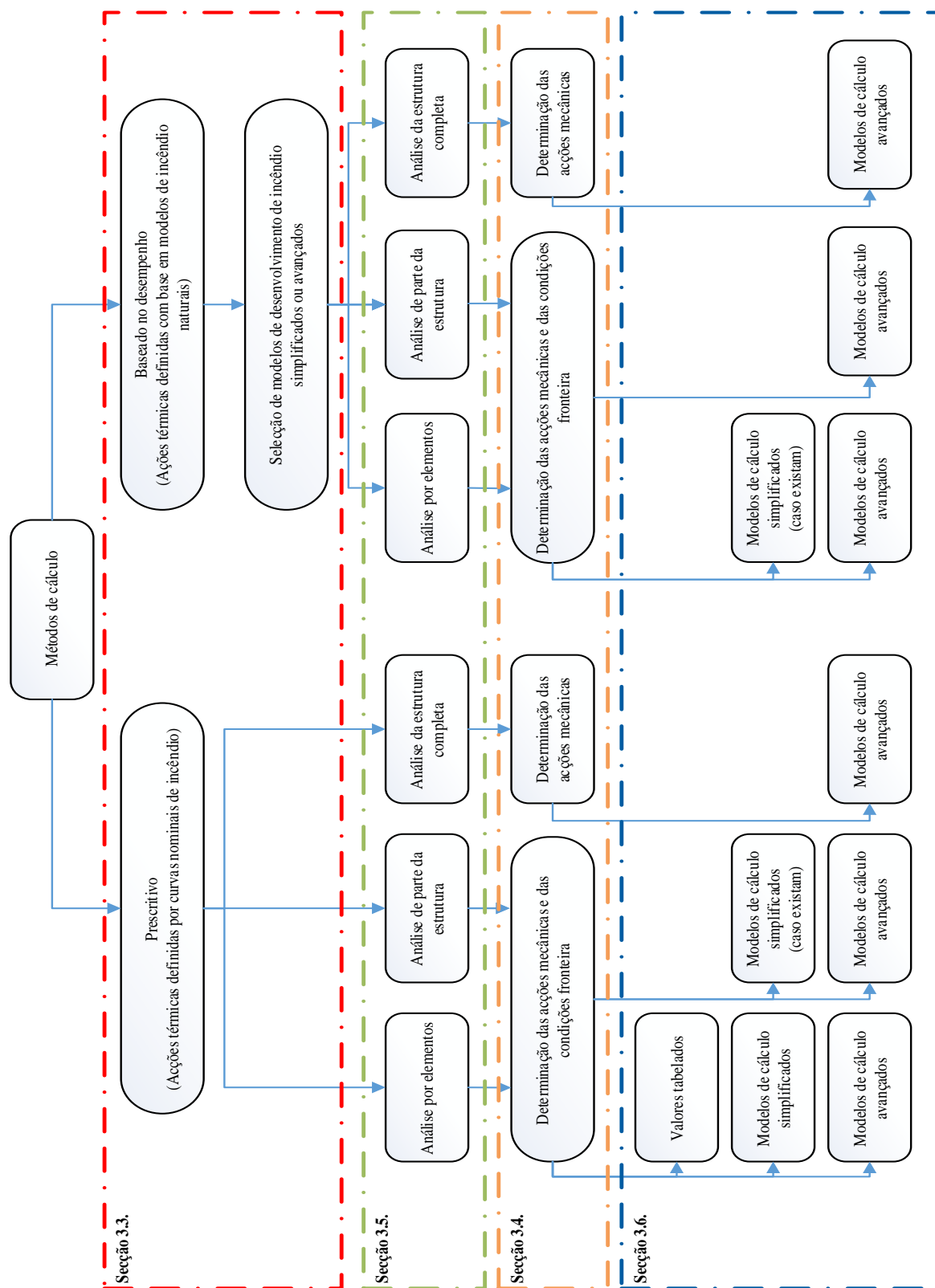


Figura 3.2 - Métodos de cálculo em situação de incêndio à luz dos Eurocódigos (adaptado de 1991-1-2 (2010)).

Relativamente às abordagens de cálculo, a abordagem prescritiva, tal como o próprio nome indica, assenta num conjunto de regras e formulações estipuladas nos Eurocódigos, para dimensionamento e verificação da resistência dos elementos estruturais com e sem proteção passiva. Quando se opta por esta vertente não há lugar ao estudo dos vários cenários de incêndio relevantes que poderão ocorrer em função das condicionantes de um edifício, nem à caracterização do seu desenvolvimento com o tempo. As ações térmicas são então determinadas em função de curvas nominais do fogo, isto é, em curvas padronizadas que definem uma relação temperatura/tempo e que não traduzem a variabilidade e unicidade de um incêndio.

No procedimento baseado em curvas nominais de incêndio, o nível de desempenho a atingir limita-se à definição do tempo de resistência ao fogo que os elementos devem cumprir, sendo estes definidos pela regulamentação nacional. Este requisito pode e deve ser especificado de forma a considerar implicitamente a variabilidade e incerteza de um fogo real. Note-se que a EN 1991-1-2, dispõe de especificações para a determinação do período de resistência ao fogo no Anexo F, em função da carga real do incêndio esperada para o compartimento, mas a sua aplicação não é permitida em Portugal, conforme indicado no Anexo Nacional. Em Portugal este tempo requerido de resistência ao fogo é determinado de acordo com a secção 2.3.4.

A abordagem prescritiva, embora não seja precisa no estudo da ocorrência de um incêndio, é válida e garante a segurança em edifícios que não tenham um elevado nível de complexidade, tal como comprova a experiencia (Zdeněk Sokol, 2010).

Por sua vez a abordagem baseada no desempenho, consiste numa avaliação científica pelas leis da física e da química do fenómeno do fogo e dos seus efeitos. É tida em conta a resposta mecânica e geométrica não linear decorrente da distribuição da temperatura nos elementos estruturais, sendo as ações térmicas determinadas através de modelos de incêndio natural. Estes modelos simulam o incêndio real em função das características do edifício em estudo, por exemplo ao nível da ventilação, da carga de incêndio, da sua ocupação, entre outras. Neste tipo de abordagem, são claramente definidos os níveis de desempenho e segurança que se pretende para o edifício, por consideração dos diversos cenários de incêndio possíveis e suas consequências, tanto quanto à segurança de pessoas e bens, como da intervenção dos meios de proteção civil. Neste tipo de abordagem o projetista deve demonstrar que o edifício garante o desempenho pretendido e aceitável em caso da ocorrência de um cenário de incêndio real.

A abordagem a seguir irá determinar qual o incêndio de cálculo a utilizar para a determinação da ação térmica, seja através de curvas nominais ou modelos naturais de incêndio, optando-se depois pelos níveis de análise a adotar. Quando não se efetua uma análise global na qual se contabiliza os efeitos do comportamento diferenciado entre todos os elementos da estrutura, é necessário definir as condições de fronteira que aproximem de forma simplificada esse mesmo comportamento. Estes aspetos são abordados com maior detalhe na secção 3.5.

Tendo já optado pelo nível de análise e conhecendo a ação térmica, é necessário conhecer qual a ação mecânica que deverá ser considerada em situação de incêndio e de que forma esta deve ser combinada, o que é tratado na secção 3.4.

Por fim deve-se escolher, dentro do permitido pelos regulamentos, o modelo de cálculo a aplicar tanto ao nível da determinação da transferência de calor para os elementos estruturais, como ao nível da verificação de segurança e determinação de necessidades de proteção passiva.

Na Figura 3.3 indicam-se quais os Eurocódigos a consultar em cada uma das etapas geralmente necessárias para a análise estrutural em situação de incêndio, no âmbito das estruturas metálicas e mistas. Embora estes aspetos sejam tratados nas secções seguintes com maior pormenor, ressalva-se que os Eurocódigos são pouco concretos nos métodos avançados.

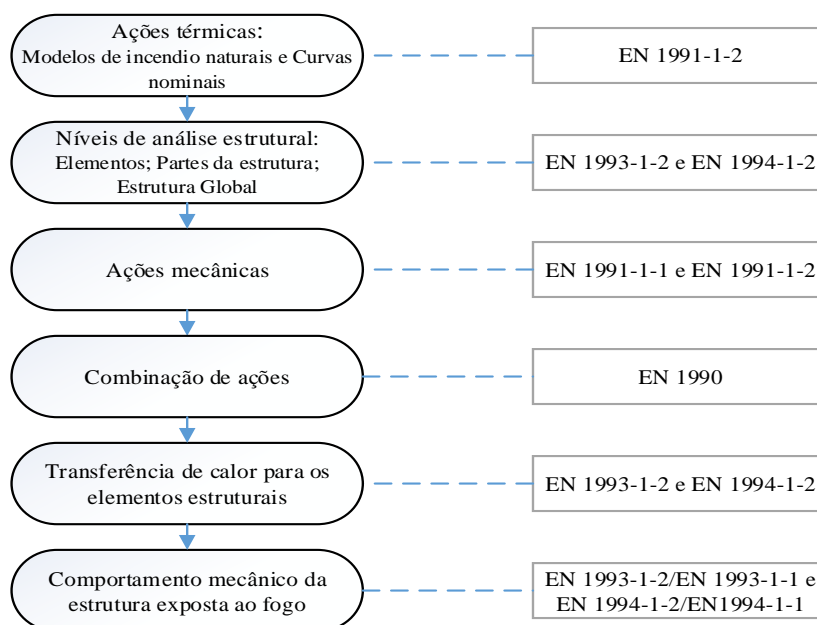


Figura 3.3 - Etapas da análise estrutural ao fogo com indicação da normalização a consultar.

3.3. CARACTERIZAÇÃO DA ACÇÃO TÉRMICA EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

As ações térmicas resultantes do incêndio de cálculo, tanto podem ser determinadas por curvas de incêndio nominais, como por modelos de incêndio natural, sendo os últimos os únicos que têm o propósito de se aproximarem da realidade, levando em conta uma série de fatores com influência no desenvolvimento de um incêndio.

Estas curvas e modelos de incêndio estão associados ao tipo de abordagem para análise ao fogo, sendo as curvas nominais as utilizadas para a determinação das ações térmicas na abordagem prescritiva e os modelos de incêndio natural às análises baseadas no desempenho.

3.3.1. Curvas nominais

As curvas nominais são denominadas desta forma pelo facto de serem estabelecidas por meio de expressões analíticas simples, fornecendo os valores da temperatura em função do tempo de atuação do incêndio. Estas curvas não representam um incêndio real e foram obtidas com base em resultados de ensaios experimentais de estruturas e materiais de revestimento de proteção ao fogo, realizados em fornos (Costa, 2006). O modelo representativo destes ensaios experimentais é conhecido como curva de incêndio padrão, ou curva ISO 834, em alusão à norma de ensaios de resistência ao fogo ISO 834 – *Fire resistance tests – Elements of building construction*.

A principal característica deste tipo de curvas é o facto de apresentarem apenas um ramo ascendente, sem as fases de ignição, declínio e extinção. É então considerado que a temperatura dos gases é sempre crescente com o tempo e independente das características do ambiente e da carga de incêndio, considerando-se que o incêndio está completamente deflagrado no compartimento em estudo, desde o primeiro instante em que os elementos estruturais a analisar, encontram-se envolvidos pelo fogo nas faces expostas.

Dado o seu cariz independente das condições que potenciam a forma como se desenvolve um incêndio, são estas as curvas de incêndio aplicadas na abordagem prescritiva, para determinação das ações térmicas.

A EN 1991-1-2 propõe três tipos de curvas nominais, com níveis crescentes de severidade e que se designam por curva de incêndio para elementos exteriores, curva de incêndio padrão e curva de incêndio de hidrocarbonetos, estando o correspondente desenvolvimento da temperatura em função do tempo, representado na Figura 3.4.

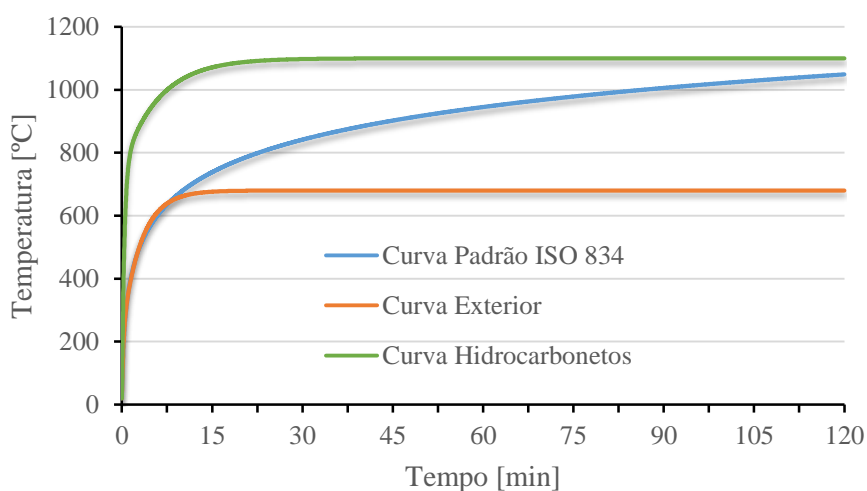


Figura 3.4 - Evolução da temperatura dos gases circundantes aos elementos expostos ao fogo em função do tempo e de acordo com as três curvas nominais de exposição ao fogo indicadas pela EN 1993-1-2 (2009).

3.3.1.1. Curva de incêndio padrão

A maioria das classificações de componentes estruturais e sistemas de compartimentação, é realizada numa instalação de ensaio em que a temperatura dentro da câmara de teste varia conforme indicado na seguinte expressão:

$$\theta_g = 20 + 345 \log_{10} (8t + 1) \quad (3.1)$$

em que:

θ_g temperatura dos gases no compartimento de incêndio [°C];

t tempo [min].

Esta temperatura vai sendo aumentada, até se registar a rotura do elemento estrutural ou do material de proteção.

Os Eurocódigos adotam esta curva de incêndio para aplicação em compartimentos com material combustível formado predominantemente por materiais celulósicos, admitindo que o incêndio se desenvolve no espaço em análise.

3.3.1.2. Curva de incêndio para elementos exteriores

Esta curva de incêndio é destinada para a superfície exterior de elementos de fachada como paredes, parapeitos ou marquises, considerando que a exposição ao fogo possa ser proveniente do próprio compartimento que esse elemento serve, ou de um compartimento adjacente (superior ou inferior), por intermédio de aberturas como janelas e portas.

As hipóteses consideradas no cenário de incêndio, para que seja aplicável a curva de incêndio para elementos exteriores, são que a carga de incêndio do compartimento é constituída por materiais celulósicos e a temperatura de ambientes exteriores onde a estrutura está localizada, é inferior àquela que se verifica dentro do compartimento (Costa, 2006).

O aumento de temperatura em função do tempo é similar ao da curva padrão até aos 10 minutos de exposição ao fogo, mantendo-se depois sensivelmente constante. A temperatura máxima atingida por esta curva é de 680 °C.

A curva de incêndio para elementos exteriores é definida de acordo com a seguinte expressão:

$$\theta_g = 660 (1 - 0,687 e^{-0,32t} - 0,313 e^{-3,8t}) + 20 \quad (3.2)$$

3.3.1.3. Curva de incêndio de hidrocarbonetos

A curva de materiais hidrocarbonetos é empregue no projeto de túneis e ambientes industriais, onde a carga de incêndio é composta por hidrocarbonetos, tais como: petróleo, gás natural, óleo mineral, plásticos, ceras, solventes e óleos derivados (Costa, 2006).

As duas características que diferenciam o incêndio de materiais hidrocarbonetos do incêndio de materiais celulósicos são a taxa do aquecimento e o fluxo de calor liberado durante a combustão. Para hidrocarbonetos, a temperatura alcança 1100 °C em 30 minutos de incêndio, enquanto para os materiais celulósicos, a temperatura pode chegar aos 880 °C após 40 minutos de incêndio.

A curva de incêndio de hidrocarbonetos é definida através da expressão:

$$\theta_g = 1080 (1 - 0,325 e^{-0,167t} - 0,675 e^{-2,5t}) + 20 \quad (3.3)$$

3.3.2. Modelos de incêndio natural

A abordagem por desempenho é sustentada na aplicação de modelos de incêndio natural. Com estes modelos, pretende-se uma aproximação do comportamento de um incêndio real, pela inclusão de parâmetros que influenciam o desenvolvimento de um fogo.

Ao contrário das curvas nominais, os modelos de incêndio naturais têm em conta fatores como as aberturas e consequente ventilação, as propriedades térmicas dos materiais de compartimentação e a carga de incêndio, conferindo-lhes uma relação indissociável ao edifício em estudo.

A EN 1991-1-2 apresenta dois grupos de modelos de incêndio natural, mais uma vez com diferentes níveis de complexidade, e associados a uma representação cada vez mais próxima da realidade. As diferentes opções que os Eurocódigos apresentam para os modelos de incêndio natural estão representadas na Figura 3.5.

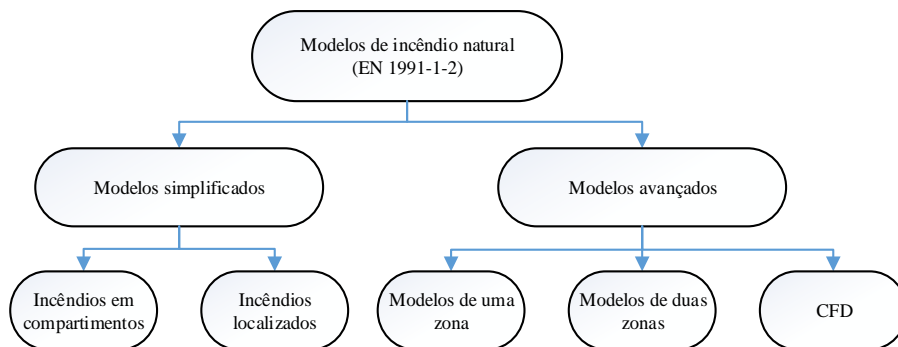


Figura 3.5 - Modelos de incêndio natural de acordo com a EN 1991-1-2.

3.3.2.1. Modelos de incêndio simplificados

Os modelos simplificados são baseados em parâmetros físicos específicos, apresentando domínios de aplicação limitados. As relações temperatura-tempo, para estes modelos de incêndio, seguem fórmulas empíricas baseadas em ensaios e por ajuste de curvas padronizadas.

Dentro dos modelos simplificados, o Eurocódigo distingue os incêndios em compartimentos e os incêndios localizados, correspondentes a curvas de incêndio *pós-flashover* (à semelhança das curvas

nominais) e *pré-flashover*, respetivamente. Como tal, para os incêndios em compartimentos, admite-se que a distribuição da temperatura dos gases em função do tempo é uniforme no interior do compartimento, enquanto para os incêndios localizados, se admite uma distribuição não uniforme da temperatura.

Existe ainda uma subdivisão nos incêndios em compartimentos, distinguindo-se a análise para elementos interiores por intermédio de curvas paramétricas, da análise para elementos exteriores por chamas emergentes das aberturas do compartimento.

3.3.2.1.1. Curvas de incêndio paramétricas

À semelhança das curvas nominais, as curvas de incêndio paramétricas traduzem a uma evolução da temperatura em função do tempo com o incêndio totalmente desenvolvido, isto é, a fase pós-*flashover* considerando a temperatura uniforme em todo o compartimento. Ao contrário das curvas nominais, as curvas paramétricas dependem de diversos fatores, entre os quais se destacam as propriedades térmicas da envolvente, a densidade de carga de incêndio e o grau de ventilação. Salienta-se também a diferença de não apresentarem apenas uma fase de aquecimento, incluindo também a fase de declínio, conforme ilustrado na Figura 3.6 e sendo por isso mais próximas do real desenvolvimento de um incêndio.

O Anexo A da EN 1991-1-2 estipula o método de cálculo das temperaturas dos gases no compartimento para este tipo de modelo e define as limitações de aplicação, nomeadamente serem aplicáveis a compartimentos com o máximo de 500 m² de área em planta, sem aberturas no teto e com uma altura máxima de 4 m.

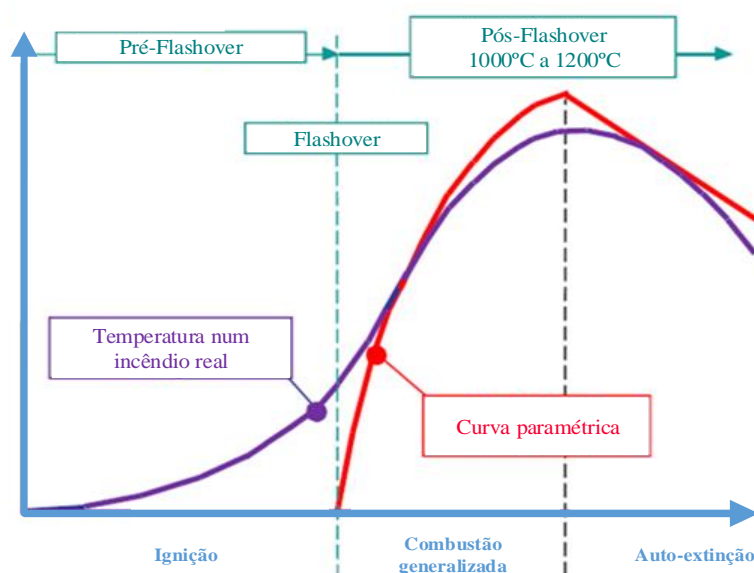


Figura 3.6 - Comparação entre a evolução da temperatura num incêndio real e segundo um modelo de incêndio baseado em curvas paramétricas. (adaptado de Wald (2009)).

3.3.2.1.2. Modelo para chamas provenientes de aberturas

No anexo B da EN 1991-1-2 é apresentado um método simplificado de cálculo da ação térmica gerada por chamas que atravessam as aberturas, atingindo elementos estruturais externos. É frequente a projeção de chamas para o exterior de um compartimento de incêndio, tanto por possíveis aberturas horizontais como verticais, resultante da combustão incompleta da carga de incêndio interna, por escassez do oxigénio necessário.

São então fornecidos métodos para a determinação das temperaturas máximas de um incêndio num compartimento e das dimensões e temperaturas das chamas emergentes pelas aberturas. Consequentemente, determinam-se os parâmetros de radiação e convecção, utilizáveis na análise térmica, para cálculo da temperatura dos elementos exteriores.

Este modelo considera as condições estacionárias, ou seja, em que o fogo está completamente desenvolvido no compartimento, e não considera as fases *pré-flashover* e de declínio.

O modelo apresenta como limitações ser apenas aplicável para densidades de carga de incêndio superiores a 200 MJ/m² e para dimensões do compartimento de incêndio que não excedam 70 m de comprimento, 18 m de largura e 5 m de altura. Não existe qualquer limitação relativa às dimensões das aberturas, sendo no entanto um fator relevante para a determinação das temperaturas do incêndio.

3.3.2.1.3. Incêndio localizado

De uma forma geral e salvo raras exceções, todos os incêndios em edifícios começam com um incêndio localizado, tratando-se no fundo de uma fase *pré-flashover*. Após esta fase, o incêndio passa de localizado a desenvolvido na totalidade de um compartimento.

A EN 1991-1-2 diz que nos casos em que a ocorrência de combustão generalizada é improvável, as ações térmicas de um incêndio localizado devem ser tidas em conta. Segundo Franssen e Vila Real (2010), o termo “improvável” pode ser enganador. Assim, apesar da combustão generalizada num compartimento muito amplo (Ex: gare de um aeroporto) seja improvável de ocorrer, não quer dizer que não deva ser também analisada. A expressão mais indicada deveria ser que as ações térmicas de um incêndio localizado devem ser tidas em conta quando o *flashover* ainda não ocorreu, isto é, em fase *pré-flashover*. Isto quer dizer que os incêndios localizados podem ser ignorados, quando são utilizados modelos de incêndio *pós-flashover*.

O anexo C da EN 1991-1-2 fornece de forma simplificada o método de cálculo do fluxo de calor na superfície de elementos submetidos a incêndios localizados, distinguindo os casos em que a chama atinge o teto e os casos em que não o atinge.

3.3.2.2. Modelos avançados

Os modelos de incêndio avançados simulam o incêndio real, tendo em conta as propriedades dos gases quentes, as trocas de massa e energia libertada pela combustão, através de modelação numérica aplicada a fenómenos de transferência de calor da termodinâmica para um regime transiente de aquecimento. Os modelos avançados propostos pelo Eurocódigo são o modelo de uma zona, o modelo de duas zonas e os modelos computacionais de dinâmica dos fluidos (CFD).

O anexo D da EN 1991-1-2 fornece uma descrição pouco detalhada de cada um destes modelos e tal como estipula o anexo nacional, a escolha de um destes modelos é deixada ao critério do projetista em função da importância do projeto e dos objetivos pretendidos. Ainda de acordo com o anexo nacional, a utilização de modelos de cálculo avançados é permitida, desde que sejam devidamente validados e justificados no que se refere aos parâmetros adotados, ao método de cálculo utilizado e a eventuais comparações com outros modelos.

3.3.2.2.1. Modelos de zonas

Modelos de zonas é o nome dado às formulações numéricas que simulam o desenvolvimento da temperatura dos gases em função do tempo, integrando as equações diferenciais que expressam a conservação de massa e de energia para cada zona do compartimento. A temperatura é considerada uniforme em cada zona.

Com estes modelos, para além da informação da evolução da temperatura dos gases no compartimento, também se obtêm dados como a temperatura nas paredes ou a velocidade dos gases através das aberturas (Vassart, Brasseur et al., 2008).

Nos modelos de uma zona admite-se que o incêndio está desenvolvido em todo o compartimento, ou seja, representando uma situação *pós-flashover*.

Já os modelos de duas zonas são utilizados para modelar o incêndio desde sua a ignição, ou seja, quanto este ainda tem um carácter localizado, representando uma situação de *pré-flashover*. Nestes modelos considera-se que o compartimento se encontra dividido em duas camadas, uma camada superior a temperatura elevada e uma camada inferior onde a temperatura permanece mais baixa, e admitindo-se que a temperatura é uniforme em cada uma das zonas.

Alguns modelos podem começar num modelo de duas zonas e terminar num modelo de uma zona, passando então pelas fases de *pré* e *pós-flashover*.

3.3.2.2.2. Modelos computacionais de dinâmica dos fluidos (CFD)

Os modelos computacionais baseados na mecânica dos fluidos (CFD) são muito complexos e morosos para serem utilizados de forma corrente enquanto método de cálculo das temperaturas num compartimento em situação de incêndio. Estes modelos reservam-se para projetos de elevada

complexidade e são geralmente aplicados no âmbito de trabalhos de investigação e por especialistas da engenharia de incêndios, e implicam o recurso a programas específicos.

Neste tipo de análise o aquecimento do ar é descrito pela dinâmica dos fluidos, abrangendo todas as fases de desenvolvimento de um incêndio.

O anexo D da EN 1991-1-2 apresenta apenas as hipóteses principais que devem ser respeitadas ao usar um programa informático para estabelecer o campo de temperaturas de um incêndio, exigindo-se sempre uma validação experimental modelo CFD.

3.3.3. Comparação dos modelos de incêndio

Na Tabela 3.1, Tabela 3.2 e Tabela 3.3 apresenta-se o resumo dos diferentes modelos de incêndio propostos pelo Eurocódigo com a atribuição de diferentes níveis de complexidade (N1 o mais simples a N3 o mais complexo).

Tabela 3.1- Método de cálculo prescritivo baseado curvas nominais.

Modelo de incêndio	Curvas nominais
Nível de complexidade	N1
Fases de incêndio representadas	<i>Pós-Flashover</i>
Distribuição da temperatura no compartimento	Uniforme em todo o compartimento
Tipos de dados necessários	<ul style="list-style-type: none"> • Tipo de incêndio; • Sem introdução de parâmetros físicos.
Ferramentas ideais para cálculo	<ul style="list-style-type: none"> • Folhas de cálculo

Tabela 3.2 - Método de cálculo baseado no desempenho assentes em modelos de incêndio simplificados

Modelo de incêndio	Simplificados (Compartimentos)	
	Paramétricas	Localizados
Nível de complexidade	N2	N2
Fases de incêndio representadas	<i>Pós-Flashover</i>	<i>Pré-Flashover</i>
Distribuição da temperatura	Uniforme em todo o compartimento	Não uniforme ao longo da chama
Dados	<ul style="list-style-type: none"> • Carga de incêndio; • Condições de ventilação; • Propriedades térmicas da envolvente; • Tamanho do compartimento. 	<ul style="list-style-type: none"> • Taxa de libertação de calor; • Dimensões do incêndio; • Altura do teto.
Ferramentas ideais para cálculo	Folhas de cálculo	

Tabela 3.3 - Método de cálculo baseado no desempenho assentes em modelos de incêndio naturais avançados.

Modelo de incêndio	Avançado (Por Zonas)		CFD
	Uma zona	Duas zonas	
Nível de complexidade	N3	N3	N3
Fases de incêndio representadas	<i>Pós-Flashover</i>	<i>Pré-Flashover</i>	Todas as fases
Distribuição da temperatura no compartimento	Uniforme	Uniforme em cada camada	Dependente do tempo e espaço
Dados	<ul style="list-style-type: none"> • Carga de incêndio; • Condições de ventilação; • Propriedades térmicas da envolvente; • Dimensões do compartimento; • Informação para determinar a variação da energia interna dos gases em função do tempo. 		<ul style="list-style-type: none"> • Informação necessária para resolver as equações fundamentais da termodinâmica.
Ferramentas ideais para cálculo	Programa de modelação		Programa de modelação

Pretende-se com estas tabelas salientar que embora seja sempre desejável uma melhor representatividade de um incêndio real, as implicações a nível de complexidade e consequente morosidade podem inviabilizar o uso de modelos mais fidedignos. Para além disso, quanto mais dependente os modelos forem das características geométricas e funcionais de um edifício, bem como das propriedades dos materiais que contribuem para a densidade da carga de incêndio, mais inflexível será esse mesmo edifício para possíveis alterações futuras, obrigando a uma reavaliação das soluções, para que as alterações possam ter efeito.

3.4. CARACTERIZAÇÃO DAS ACÇÕES MECÂNICAS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

De acordo com a EN 1991-1-2, as ações permanentes e variáveis consideradas para o cálculo à temperatura normal devem também ser contabilizadas na análise ao fogo, desde que tenham probabilidade de ocorrer em situação de incêndio. Devem igualmente ser tidas em conta as ações indiretas devidas ao incêndio (A_d), que para além do efeito da temperatura nas propriedades dos materiais, devem representar o valor de cálculo da ação térmica indireta devido ao fogo. Este último valor de cálculo representa dilatações e deformações impostas, induzidas pelas variações de temperatura devidas à exposição ao fogo. São assim originados efeitos de ações como esforços axiais, de corte ou momentos, que devem ser considerados salvo algumas exceções. Como exceções são os casos em que estes efeitos possam ser desprezáveis ou favoráveis e os casos em que já são tidos em conta por condições de apoio e de fronteira escolhidas de forma conservativa ou implicitamente considerados por exigências de segurança contra incêndio especificadas de forma conservativa. (Franssen e Vila Real, 2010)

A EN 1991-1-2 estipula ainda que dependendo da situação em análise poderá ser necessário considerar ações adicionais induzidas pelo fogo durante a exposição, como por exemplo o colapso de um equipamento sobre um elemento estrutural.

No entanto não é necessário considerar a simultaneidade destas ações adicionais com outras ações de acidente independentes, devido à sua reduzida probabilidade de ocorrência. Deve-se no entanto salientar, que embora não seja crível a presença conjunta de mais do que uma ação desta natureza, em certos casos é muito provável que uma situação accidental resulte em outra.

É ainda indicado que não se deve considerar a diminuição das sobrecargas por diminuição do peso dos materiais devido à sua combustão e que as sobrecargas resultantes das operações industriais não devem ser consideradas. Estas considerações justificam-se, respetivamente, pelo facto de geralmente os elementos sujeitos à ação do fogo encontrarem-se sobre os materiais de combustão, não sendo por isso afetados pela diminuição da carga, e pelo facto de se assumir que o normal funcionamento da indústria ser interrompido durante um incêndio.

A ocorrência de um incêndio tem características e consequências diferentes, daquelas que geralmente se verificam à temperatura ambiente, devendo por isso ser analisada de acordo com combinações de ações específicas para esta situação.

Este carácter excecional das situações de incêndio é remetido pela cláusula 3.2 (2) da EN 1990 para uma situação de projeto accidental.

Uma vez que se trata de uma ação accidental, com baixa probabilidade de ocorrência, será socialmente mais tolerável que ocorra o colapso da estrutura em comparação com as condições ditas normais. Este facto tem repercussões não só na forma como as ações se combinam, como também nos coeficientes parciais de segurança aplicados às ações e às propriedades dos materiais.

O efeito das ações resultantes de um incêndio pode ser obtido com base numa combinação de acidente, de acordo com o prescrito na EN 1990:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,1} Q_{k,i} \quad (3.4)$$

em que: $G_{k,j}$ é o valor característico da ação permanente j ; P é o valor representativo de uma ação de pré-esforço; A_d é o valor de cálculo de uma ação de acidente; $\psi_{1,1}$ é o coeficiente para a determinação do valor frequente de uma ação variável; $\psi_{2,1}$ é o coeficiente para a determinação do valor quase-frequente de uma ação variável; $Q_{k,i}$ é o valor característico da variável acompanhante i .

Os coeficientes parciais de segurança aplicados às ações permanentes e de acidente são unitários, pelo que não há lugar a qualquer majoração dos valores característicos, enquanto para as ações variáveis são utilizados os valores frequentes ou quase-permanentes para a ação base e os valores quase-permanentes para as restantes ações. Importa recordar que na combinação fundamental de ações aplicável em cálculo à temperatura ambiente, a componente permanente é majorada por um fator inferior ao da componente variável, acrescentando-se que o fator ψ_0 aplicável às ações acompanhantes é menos penalizadores do que os utilizados na combinação de acidente. Isto implica

que mesmo ações de carácter permanente de baixa magnitude e que poderiam ser desprezáveis numa análise à temperatura ambiente, devam ser tidas em conta por se tornarem mais relevantes.

É importante realçar que as ações permanentes e variáveis são forças externas aplicadas à estrutura, enquanto as ações indiretas resultantes do fogo (A_d) geram esforços internos nos elementos devido ao aumento da temperatura. Tratam-se por isso de ações de natureza diferente que não podem ser adicionadas matematicamente. Assim, o sinal “+” presente na equação deve ser interpretado como uma indicação de que os efeitos das ações devem ser combinados.

Outra questão importante a ter em conta na Expressão (3.4) é a opção pelos coeficientes de redução $\psi_{1,1}$ ou $\psi_{2,1}$ respeitantes à ação variável base, que será então tomada com o seu valor frequente ou quase-permanente. A EN 1990 refere que a escolha destes coeficientes deve ter em conta a situação de projeto accidental considerada, remetendo inclusive para a consulta da EN 1991-1-2. Por sua vez, esta última norma deixa em aberto ambas as opções, recomendando a utilização do coeficiente $\psi_{2,1}$, salvo indicação contrária do Anexo Nacional.

Tomando como referência os valores destes coeficientes para ações horizontais, como é o caso da ação do vento, percebe-se a importância da escolha adequada destes fatores. De facto o valor quase-permanente para a ação do vento é nulo, implicando que a sua adoção leve a situações onde não é considerada qualquer ação horizontal em situação de incêndio.

Na comunidade Europeia, alguns estados membros optaram pela escolha do valor quase-permanente para a ação base, por ser mais consistente comparativamente à situação de acidente sísmica, enquanto outros optaram pelo valor quase-permanente, permitindo a exceção para a combinação em que o vento é a ação variável base. Dentro dos países que optaram pelo valor frequente, encontra-se Portugal, que nos Anexos Nacionais, tanto da EN 1990 como da EN 1991-1-2 fornece essa prescrição (Franssen e Vila Real, 2010).

Geralmente as cargas permanentes e variáveis são consideradas constantes durante a ocorrência do fogo, mas o mesmo já não se passará com os efeitos indiretos A_d resultantes do aumento da temperatura e que variam com o tempo de exposição ao fogo. Esta variação da ação de incêndio é de contabilização complexa requerendo uma análise evolutiva, no entanto, a EN 1991-1-2 disponibiliza regras simplificadas consoante o esquema estrutural adotado para o cálculo e que são detalhadas na secção seguinte.

3.5. NÍVEIS DE ANÁLISE ESTRUTURAL

De acordo com os Eurocódigos relativos à ação do fogo, mais concretamente a EN 1993-1-2 (2009) e a EN 1994-1-2 (2008), a análise do comportamento estrutural em situação de incêndio, tanto na abordagem prescritiva como na abordagem baseada no desempenho, pode ser baseada em três diferentes tipos de modelos estruturais. Assim pode-se optar por uma análise por elementos, de parte da estrutura ou da estrutura global, conforme ilustrado na Figura 3.7, e ordenadas por níveis crescentes de complexidade.

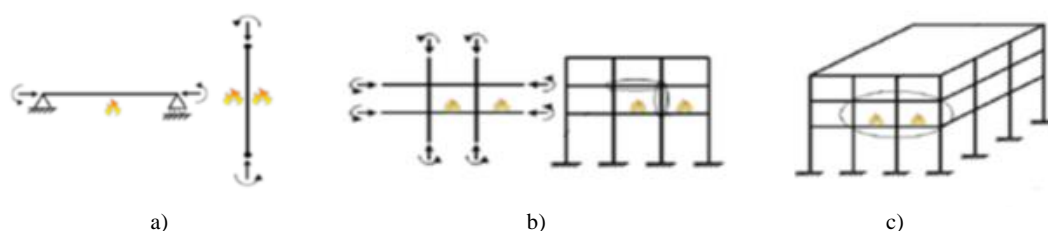


Figura 3.7 - Níveis de análise estrutural em situação de incêndio. a) Análise por elementos; b) Análise de parte da estrutura; c) Análise global da estrutura (adaptado de de Castro Almeida (2012))

Nas ferramentas de cálculo desenvolvidas descritas no capítulo 6, tanto para estruturas metálicas como para estruturas mistas, optou-se pelo nível de análise estrutural por elementos.

Para qualquer nível estrutural de análise, o respetivo modelo deve refletir o comportamento previsto para a estrutura em situação de incêndio para o tempo requerido de resistência ao fogo (t), devendo sempre verificar-se a condição:

$$E_{fi,d,t} \leq R_{fi,d,t} \quad (3.5)$$

em que:

$E_{fi,d,t}$ valor de cálculo dos efeitos das ações em situação de incêndio, determinado de acordo com a EN 1991-1-2, incluindo os efeitos das dilatações e das deformações térmicas;

$R_{fi,d,t}$ valor de cálculo da resistência das secções em situação de incêndio.

3.5.1. Análise por elementos

Numa análise por elementos, como por exemplo vigas ou pilares, o efeito das ações é determinado para o instante inicial ($t = 0$), correspondente à temperatura ambiente mas em condições de fogo. Isto quer dizer que não se contabiliza a variação com o tempo das ações atuantes por influência do fogo, nem se consideram as ações adicionais, no entanto são utilizados os coeficientes de combinação para a situação de acidente, de acordo com a secção 3.4.

A EN 1993-1-2 e a EN 1994-1-2, permitem uma alternativa simplificada para a determinação dos efeitos das ações em situação de incêndio, através de um coeficiente de redução aplicado ao efeito das ações determinado à temperatura ambiente através da combinação fundamental de ações. Desta forma não é aplicada a combinação de ações de acidente, utilizando-se a seguinte expressão:

$$E_{fi,d,t} = E_{fi,d} = \eta_{fi} E_d \quad (3.6)$$

em que:

- $E_{fi,d}$ valor de cálculo dos efeitos das ações combinadas para a situação acidental de incêndio e sem dependência do tempo;
- E_d valor de cálculo dos efeitos das ações à temperatura ambiente, para a combinação fundamental de ações estipulada na EN 1990;
- η_{fi} fator de redução de E_d .

A EN 1993-1-2 e a EN 1994-1-2 indicam três alternativas para o cálculo do fator de redução (η_{fi}) em função da expressão utilizada para a combinação fundamental de ações. No entanto, o anexo nacional da EN 1990 permite apenas uma destas fórmulas na determinação do referido fator de redução apresentado na seguinte expressão:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (3.7)$$

em que: G_k são as ações permanentes; $Q_{k,1}$ é a ação variável de base; γ_G e $\gamma_{Q,1}$ são os coeficientes parciais de segurança em ELU para a temperatura ambiente; ψ_{fi} é um coeficiente de combinação tomado igual ao valor de $\psi_{1,1}$, de acordo com o DNA.

Adotando esta abordagem, apenas se obtêm valores iguais aos correspondentes à aplicação da combinação de ações acidentais, em situações em que apenas existe uma ação variável e esta tem a mesma distribuição e direção que as ações permanente.

É possível ainda admitir um valor para o fator de redução η_{fi} igual a 0,65, exceto quando a sobrecarga corresponde a áreas suscetíveis de acumulação de mercadorias, em que η_{fi} deverá ser tomado como 0,70. Olhando para a expressão de cálculo do fator de redução, percebe-se que quanto menor for a relação $Q_{k,1}/G_k$ e maior for o coeficiente ψ_{fi} , maior será o fator de redução (situação mais desfavorável). Este fator pode tomar o valor máximo de 0,74, na situação altamente improvável de apenas atuarem cargas permanentes. Como o valor mais elevado de ψ_{fi} é de 0,90 para zonas de armazenamento, percebe-se que para este caso o fator de redução seja superior a 0,65.

Na análise por elementos não é necessário considerar as ações indiretas do fogo, desprezando-se os efeitos das dilatações térmicas axiais ou no próprio plano. A única exceção são os efeitos resultantes de gradientes térmicos na secção transversal, podendo-se no entanto admitir uma distribuição de temperatura uniforme transversalmente, quando se adotam métodos de cálculo simplificados. Pode-se ainda considerar que as condições de fronteira nos apoios e nas extremidades dos elementos se mantêm inalteradas durante toda a exposição ao fogo.

3.5.2. Análise de parte da estrutura

Nas análises de parte da estrutura, o efeito das ações deve também ser determinado para o instante de tempo inicial ($t = 0$), correspondente à temperatura ambiente mas em condições de fogo. As alternativas simplificadas permitidas na análise por elementos, são também válidas para a determinação das reações nos apoios e os esforços nas zonas limite da parte da estrutura em análise.

Segundo este tipo de análises devem ser consideradas as ações indiretas no “interior” da parte da estrutura em análise, tais como os efeitos resultantes de dilatações e deformações térmicas, mas, tal como na análise por elementos, pode-se admitir que as condições de apoios e as extremidades da estrutura se mantêm inalterados durante toda a exposição ao fogo. A modelação da parte da estrutura a analisar deve ser realizada tendo em conta os potenciais efeitos das ações indiretas, para que a sua interação com outras partes da estrutura não modeladas possa ser levada em conta, através de condições fronteira adequadas. Logo, deve-se analisar a interação entre as várias partes da estrutura, mas não é necessário que essa interação seja ajustada com o tempo de exposição ao fogo.

Tanto a EN 1993-1-2 como a EN 1994-1-2 apenas permitem métodos de cálculo avançados para a análise de parte da estrutura.

3.5.3. Análise da estrutura global

Quando se efetua uma análise global da estrutura, já não há lugar a qualquer tipo de simplificações no que diz respeito à adaptação dos efeitos calculados à temperatura ambiente para a situação de incêndio, contabilizando-se a totalidade das ações em toda a estrutura, incluindo as ações indiretas dependentes do tempo. Como nem todas as partes da estrutura aquecem da mesma forma, podendo mesmo verificar-se que uma parte da estrutura está em fase de arrefecimento, enquanto outra pode encontrar-se sob ação do fogo em pleno desenvolvimento, vai haver necessariamente uma interferência dos esforços produzidos entre as várias partes da estrutura, tanto pelas diferentes deformações térmicas impostas, como pela diferenças de rigidez e resistência do mesmo material em diferentes zonas da estrutura.

Adicionalmente, as elevadas deformações associadas à não linearidade do comportamento dos materiais associada à redução do seu módulo de elasticidade e tensão de cedência, implicam que numa análise global da estrutura se devem atender aos efeitos de segunda ordem.

A grande diferença entre uma análise de parte da estrutura e da estrutura como um todo é que este último modelo permite analisar a interação entre todos os elementos da estrutura em simultâneo e em função do tempo.

3.6. MÉTODOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Para a avaliação da resposta térmica e mecânica dos elementos estruturais submetidos à ação do fogo, são permitidos os quatro métodos de análise representados no fluxograma da Figura 3.8, que surge em complementaridade com a informação da Figura 3.2.

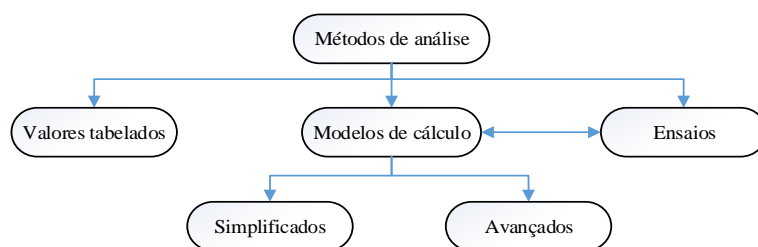


Figura 3.8 - Métodos de análise estrutural em situação de incêndio de

Cada método de análise tem domínio de aplicação restrito, no que diz respeito ao tipo de abordagem de cálculo, aos modelos de incêndio associados e ao modelo estrutural utilizado. Estas limitações serão resumidas mais à frente.

No âmbito desta dissertação, as ferramentas de cálculo desenvolvidas integram-se em modelos de cálculo simplificados, tanto para a resposta térmica, como para a resposta mecânica, conforme explicado detalhadamente no capítulo 4 e capítulo 5, respetivamente.

3.6.1. Valores tabelados

Este método apenas é aplicável na análise de elementos mistos aço-betão, não estando prevista a sua aplicação na análise de estruturas metálicas em conformidade com a EN 1993-1-2. Ainda dentro dos elementos mistos, limita-se aos tipos de elementos representados na Figura 3.9.

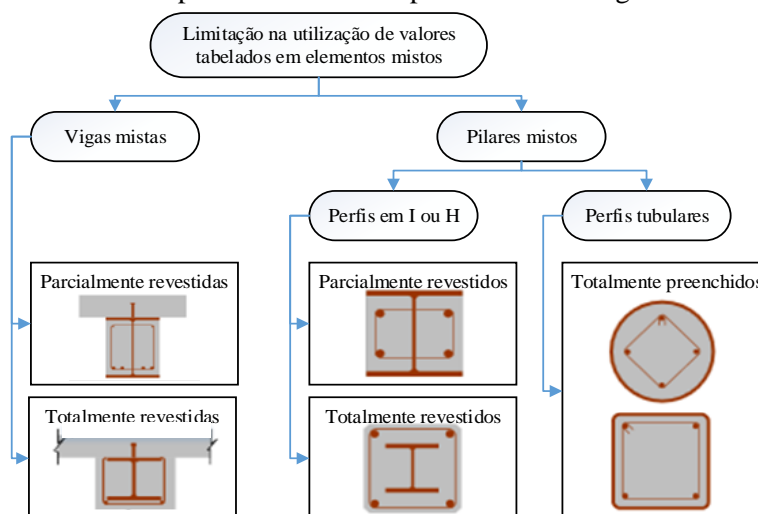


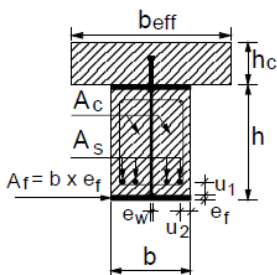
Figura 3.9 - Limitações no âmbito de aplicação do método por valores tabelados em elementos mistos. (adaptado de Vassart, Brasseur et al. (2008))

O método dos valores tabelados é de fácil e rápida utilização, sendo apenas necessário conhecer um número limitado de parâmetros que permitem a consulta de tabelas. Revela-se particularmente útil quando se pretende efetuar um pré-dimensionamento que permita chegar por exemplo a dimensões mínimas aproximadas de secções de perfis ou de recobrimento de betão em função do tempo requerido de resistência ao fogo. Pode também ser usado para verificação da segurança estrutural quando são conhecidas as propriedades geométricas e carregamentos da estrutura, obtendo-se pela consulta das tabelas o respetivo tempo de resistência ao fogo que o elemento irá garantir.

A consulta destas tabelas é efetuada em função de um conjunto reduzido de parâmetros, como por exemplo a espessura de recobrimento numa secção de betão armado, o nível de carregamento e as dimensões da secção transversal, sendo este nível de carregamento ($\eta_{fi,t}$) o rácio entre o valor de cálculo dos efeitos das ações mecânicas em situação de incêndio ($E_{fi,d,t}$) e a capacidade resistente do elemento à temperatura ambiente (R_d). Quanto menor for o nível de carregamento, menor são as necessidades de proteção do elemento.

Apresenta-se a título exemplificativo na Tabela 3.4 um excerto da tabela aplicável a vigas mistas parcialmente revestidas de betão e de que forma poderia ser aplicada. Numa situação de verificação da segurança estrutural com a geometria do elemento misto conhecida e estipulado o tempo requerido de resistência ao fogo (assinalado a vermelho na figura), deverá ser verificado se são cumpridas as condições assinaladas na zona a amarelo, para que a tabela seja aplicável. Cumpridas estas condições, deve-se determinar qual a relação entre a altura do perfil metálico e a largura do seu banzo na zona assinalada a laranja, retirando-se na parte a azul o valor da largura mínima do banzo (b_{min}) e a relação mínima entre a área das armaduras adicionais e a área do banzo (A_s/A_f). Estando cumpridas estas duas condições, o elemento confere a o tempo de resistência ao fogo requerido.

Tabela 3.4 - Excerto da tabela 4.1 da EN 1994-1-2 referente ao método dos valores tabelados para vigas mistas parcialmente revestida de betão.

	<div></div> <div>Condições de aplicação:</div> <div>laje:</div> <div>$h_c \geq 120 \text{ mm}$$b_{eff} \leq 5 \text{ m}$</div> <div>perfil de aço:</div> <div>$b/e_w \geq 15$$e_f/e_w \leq 2$</div> <div>área de armaduras adicionais referida à área total entre os banzos:</div> <div>$A_s/(A_c + A_s) \leq 5\%$</div>	Resistência ao Fogo Padrão			
		R30	R60	R90	(...)
1	Dimensões mínimas da secção transversal para um nível de carregamento $\eta_{fi,t} \leq 0,3$				
	$b_{min}[mm]$ e armaduras adicionais A_s referidas à área do banzo A_s/A_f				
1.1	$h \geq 0,9 \times b_{min}$	70/0,0	100/0,0	170/0,0	(...)
1.2	$h \geq 1,5 \times b_{min}$	60/0,0	100/0,0	150/0,0	(...)
1.3	$h \geq 2,0 \times b_{min}$	60/0,0	100/0,0	150/0,0	(...)
2	Dimensões mínimas da secção transversal para um nível de carregamento $\eta_{fi,t} \leq 0,5$	(...)			
(...)					

Realça-se ainda que em pré-dimensionamento não é possível determinar de forma exata o nível de carregamento ($\eta_{fi,t} = E_{fi,d,t}/R_d$), por ainda não se conhecer a capacidade resistente do elemento à temperatura ambiente (R_d). Para o efeito assume-se de forma conservativa que o valor de cálculo do efeito das ações à temperatura ambiente, é igual ou inferior à resistência do elemento para as mesmas condições. Desta forma e substituindo R_d por E_d no cálculo do nível de carregamento, obtemos as dimensões e disposições construtivas mínimas do elemento estrutural a dimensionar (Vassart, Brasseur et al., 2008).

Os valores indicados por estas tabelas são conservativos e resultam do ajuste dos resultados de ensaios a elementos estruturais sob exposição à curva de incêndio ISO 834, ajustados de acordo com simulações numéricas. Como tal, apenas são válidos para a exposição ao fogo padrão (logo numa abordagem prescritiva) e numa análise por elementos em que o valor de cálculo dos efeitos das ações mecânicas em situação de incêndio é assumido como sendo independente do tempo.

3.6.2. Modelos simplificados

Os modelos de cálculo simplificados são aplicáveis quer a elementos metálicos como mistos aço-betão, com e sem proteção passiva ao fogo, restringindo-se tanto pela EN 1993-1-2 como pela EN 1994-1-2 a uma análise por elementos. O campo de aplicação a nível de elementos estruturais limita-se ao abrangido pela EN 1993-1-1, EN 1993-1-3 (elementos e chapas de aço enformados a frio), EN 1993-1-4 (elementos e chapas de aço inoxidável) e EN 1994-1-1.

No caso de estruturas metálicas, os modelos simplificados são aplicáveis a qualquer tipo de modelo de incêndio em compartimentos, isto é, relações temperatura-tempo com distribuição de temperatura uniforme dentro do compartimento em análise como é o caso das curvas nominais e paramétricas. Deste modo é possível a sua utilização tanto numa abordagem prescritiva como baseada no desempenho, sendo que nesta última se limita às curvas paramétricas.

Quanto às estruturas mistas, a EN 1994-1-2 permite a utilização de modelos de cálculo simplificado para a exposição à curva padrão, limitando-se então a uma abordagem prescritiva.

Os modelos de cálculo simplificados baseiam-se em equações de equilíbrio tanto para a resposta térmica como mecânica, e envolvem a aplicação de um conjunto de expressões analíticas que permitem uma análise sem recurso a programas modelação numérica. Para além das limitações indicadas, estes modelos não contabilizam as ações indiretas do fogo e assumem que as condições de apoio e fronteira mantêm-se inalteradas durante a exposição ao fogo.

A aplicação destes métodos passa pela determinação da evolução da temperatura na secção dos elementos em estudo, com ou sem proteção passiva ao fogo e assumindo-se uma distribuição uniforme da temperatura na totalidade da secção transversal, ou em elementos constituintes da secção como os banzos e a alma no caso de vigas mistas. De acordo com a temperatura dos elementos estruturais, é efetuada uma extrapolação dos modelos de cálculo utilizados para a temperatura

ambiente, principalmente por adaptação da tensão de cedência e módulo de elasticidade, de forma a refletir a redução das propriedades mecânicas dos materiais.

No caso dos elementos metálicos e dentro do modelo de cálculo simplificado, existem expressões para determinar a capacidade resistente das secções e ao longo do elemento assumindo uma distribuição não uniforme da temperatura. No entanto, o modelo simplificado para o cálculo da evolução da temperatura na secção transversal de um elemento, apenas permite que a mesma seja calculada com uniformidade na secção. Isto pressupõe que seja válida a aplicação de um modelo de cálculo avançado para efeitos de determinação do aumento de temperatura na secção, com posterior análise da capacidade resistente por intermédio de um modelo de cálculo simplificado.

3.6.3. Modelos avançados

Os modelos de cálculo avançados proporcionam uma aproximação mais fiável ao comportamento real das estruturas expostas ao fogo, baseando-se em princípios fundamentais do comportamento físico dos materiais. Para o efeito são tipicamente empregues métodos numéricos como o método das diferenças finitas e o método dos elementos finitos, com recurso a programas específicos e *hardware* compatível com o esforço computacional requerido.

Estes modelos podem ser aplicados tanto a elementos metálicos como mistos e para qualquer tipo de secção transversal, podendo-se utilizar qualquer um dos modelos de incêndio, desde que sejam conhecidas as propriedades dos materiais para a gama de temperaturas aplicável e para qualquer nível de análise estrutural, sendo mais indicado para a análise global da estrutura.

Os Eurocódigos não fornecem um descritivo da metodologia de cálculo inerente aos modelos de cálculo avançados, indicando apenas as limitações e bases que devem ser seguidas na implementação dos modelos. Estas indicações são similares para estruturas metálicas e mistas e subdividem-se em dois grupos de modelos que devem ser analisados separadamente: os modelos térmicos e os modelos mecânicos.

Os modelos de resposta térmica baseiam-se em princípios e hipóteses da teoria da transferência de calor para determinar o desenvolvimento da temperatura no interior dos elementos estruturais, enquanto os modelos de resposta mecânica baseiam-se nos princípios e hipóteses da teoria da mecânica das estruturas, tendo em conta as alterações das propriedades mecânicas dos materiais em situação de incêndio.

A aplicação de modelos de cálculo avançados requer uma validação e justificação dos parâmetros adotados, métodos de cálculo utilizados e eventuais comparações com outros modelos. De acordo com a EN 1993-1-2 e a EN 1994-1-2, deve ser feita uma verificação da precisão dos modelos de cálculo com base em ensaios experimentais. Este processo de validação associado à dificuldade e morosidade de desenvolvimento e cálculo inerentes a estes modelos justificam que estes modelos se reservem a edifícios e outras obras de elevada complexidade.

3.6.4. Ensaios

A EN 1993-1-2 e a EN 1994-1-2 preveem que a determinação da capacidade resistente dos elementos pode ser realizada com base em resultados de ensaios ou na combinação dos mesmos com modelos de cálculos.

As especificações do projeto baseado em ensaios encontram-se indicadas na EN 1990, sendo também aplicáveis as normas europeias dos ensaios que têm por base a curva de incêndio padrão e realizadas em fornos específicos para o efeito, e que visam a determinação da resistência de elementos estruturais com e sem proteção passiva ao fogo.

Na Figura 3.10 ilustra-se um exemplo da combinação de ensaios com modelos de cálculo, para o caso de um pilar submetido à ação do fogo num forno de ensaio.

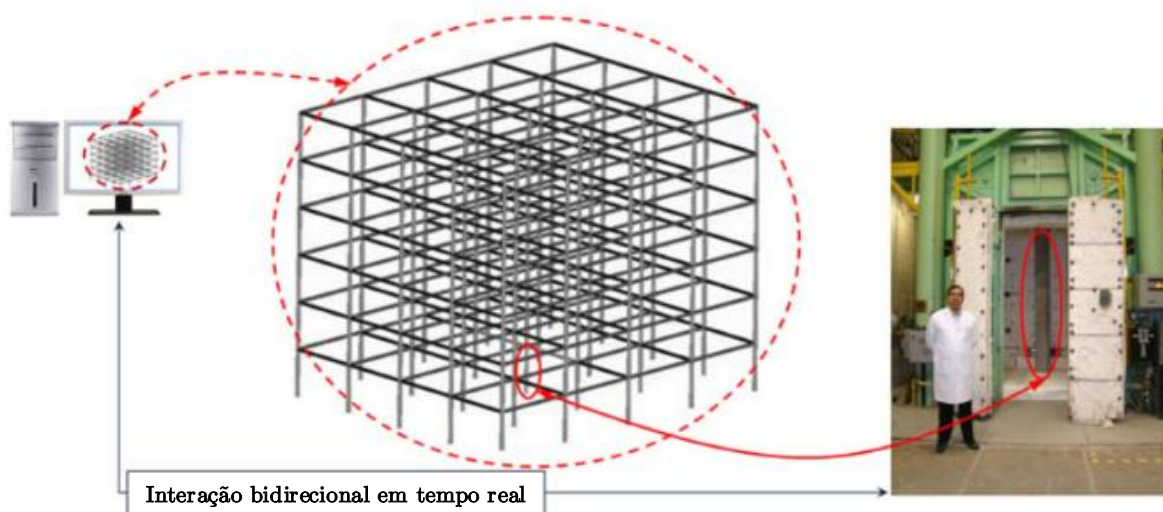


Figura 3.10 - Exemplo do uso combinado de ensaios ao fogo a um pilar em betão armado com uma análise estrutural através de um modelo de cálculo avançado da estrutura global do edifício (adaptado de Mostafaei (2011)).

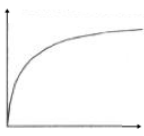

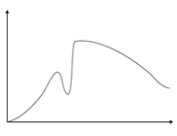
Neste exemplo foi efetuada uma modelação numérica com recurso ao *software* SAFIR de uma estrutura em betão armado composta por 6 pisos. O pilar central da estrutura foi colocado num forno de ensaio ao fogo, simulando-se as suas condições de apoio e esforço axial inicial determinados através do modelo numérico. Iniciou-se então a exposição ao fogo padrão no forno, efetuando-se leituras das deformações ocorridas com a evolução da temperatura e replicando-se esse comportamento em tempo real no modelo numérico. Por sua vez e para o mesmo instante de tempo, foi determinado o comportamento da restante estrutura em função das novas condições impostas pelo referido pilar, resultando num aumento ou decréscimo do esforço axial aplicado ao pilar ensaiado, em função dos resultados obtidos (Mostafaei, 2013).

3.6.5. Comparação do domínio de aplicação dos métodos de análise

Na Tabela 3.5 apresentam-se os modelos de cálculo previstos nos Eurocódigos relativos a estruturas metálicas e mistas, com a indicação do seu domínio de aplicação, tanto quanto ao nível de análise estrutural como quanto ao nível do modelo de incêndio.

É importante salientar que com o aumento da complexidade dos modelos de incêndio, do nível de análise estrutural e dos modelos de cálculo, embora se obtenham resultados cada vez mais próximos da realidade, que se poderão traduzir numa economia em materiais e técnicas de proteção, implicam um aumento significativo da morosidade e dificuldade nas análises de onde resultam custos acrescidos na fase de projeto. Para além disso, os modelos de cálculo avançados carecem sempre de validação, tornando o processo ainda mais oneroso e demorado o que não será compatível com obras correntes.

Tabela 3.5- Domínio de aplicação e níveis de complexidade associados aos modelos de cálculo em estruturas metálicas e mistas.

Modelos de cálculo			Temperatura do ar no compartimento		
			uniforme		não uniforme
			Curvas nominais	Curvas paramétricas	Incêndio real
					
			Nível de complexidade		
			N1	N2	N3
Análise por elementos	Nível de complexidade	N1	Tabelas (apenas estruturas mistas) Simplificado Avançado	Simplificado (apenas estruturas metálicas) Avançado	Avançado
Análise de parte da estrutura		N2	Avançado	- Avançado	Avançado
Análise da estrutura global		N3	Avançado	Avançado	Avançado

CAPÍTULO 4

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO TÉRMICO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Conhecida a forma como pode ser feita a caracterização da ação térmica em situação de incêndio (secção 3.3), é necessário analisar como é estimada a transferência de calor para os elementos estruturais a analisar, atendendo às curvas ou modelos de incêndio considerados. Assim já será possível analisar o comportamento estrutural sob temperaturas elevadas e avaliar as necessidades de proteção passiva ao fogo.

Neste capítulo pretende-se descrever como é efetuada a análise da temperatura nos elementos metálicos e mistos aço-betão, especificando-se os princípios inerentes aos modelos de cálculo simplificados propostos pelos Eurocódigos e já introduzidos na secção 3.6.2. Através destes modelos determina-se a evolução da temperatura nos elementos em análise durante o tempo de exposição ao fogo, permitindo igualmente avaliar essa mesma evolução considerando a aplicação de um dado material de proteção passiva.

Para perceber a forma como evolui a temperatura nos elementos estruturais é fundamental saber quais as propriedades térmicas dos materiais mais relevantes e de que forma estas variam quando submetidas a temperaturas elevadas. Serão também abordadas outras propriedades adicionais essenciais na análise do comportamento térmico.

4.1. PROPRIEDADES TÉRMICAS

O conhecimento das propriedades térmicas dos materiais é essencial para que se possa prever a evolução da temperatura nos elementos estruturais e a deformação térmica resultantes da exposição a um incêndio. Relativamente aos fenómenos de transferência de calor descritos na secção 2.4.2, para a sua caracterização é importante conhecer o calor específico e condutividade térmica dos materiais, bem como a sua densidade, sendo que este último parâmetro se trata de uma propriedade mecânica.

Os Eurocódigos relativos a estruturas metálicas e mistas sob ação do fogo especificam de que forma estas propriedades variam com a temperatura e as simplificações que podem ser assumidas em função do modelo de cálculo adotado.

4.1.1. Deformação térmica

Mesmo na ausência de carregamento num elemento estrutural, tanto o aço como o betão deformam-se por ação da temperatura, alongando-se quando esta aumenta. Este alongamento é geralmente dependente do valor do coeficiente de dilatação térmica, que é igual à 1ª derivada da deformação térmica em ordem à temperatura. Para uma determinada variação de temperatura obtém-se a deformação térmica, aplicando-se o coeficiente de dilatação do material. Numa análise em condições normais de temperatura, geralmente considera-se que este coeficiente é constante, o que já não acontece numa situação de incêndio.

a) Aço

A deformação térmica ($\Delta l/l$) em perfil e em varão é independente da classe e da qualidade do aço, podendo ser determinada pelas Equações (4.1), (4.2) ou (4.3), consoante a gama de temperaturas do aço.

Intervalo de temperatura	Deformação térmica
$20\text{ °C} \leq \theta_a < 750\text{ °C}$	$\frac{\Delta l}{l} = 1,2 \times 10^{-5} \theta_a + 0,4 \times 10^{-8} \theta_a^2 - 2,416 \times 10^{-4}$ (4.1)
$750\text{ °C} \leq \theta_a \leq 860\text{ °C}$	$\frac{\Delta l}{l} = 1,1 \times 10^{-2}$ (4.2)
$860\text{ °C} < \theta_a \leq 1200\text{ °C}$	$\frac{\Delta l}{l} = 2 \times 10^{-5} \theta_a - 6,2 \times 10^{-3}$ (4.3)

em que:

l comprimento medido à temperatura de 20 °C [m];

$\frac{\Delta l}{l}$ deformação induzida pela temperatura;

θ_a temperatura do aço [°C.]

De acordo com a EN 1994-1-2 e com a versão de 1995 da EN 1993-1-2 (a versão atual já não refere esta possibilidade), nos modelos de cálculo simplificados, a relação entre a deformação térmica e a temperatura do aço poderá ser considerada linear, de acordo com a expressão seguinte:

$$\frac{\Delta l}{l} = 14 \times 10^{-6} (\theta_a - 20) \quad (4.4)$$

b) Betão

Relativamente ao betão, a EN 1994-1-2, fornece as expressões para a determinação da deformação térmica em função da temperatura, que variam consoante o tipo de agregados (siliciosos ou calcários) e a massa volúmica do betão (normal ou leve). No caso dos agregados calcários o cálculo é remetido para a EN 1992-1-2.

O cálculo da deformação térmica relativa ao betão de massa volúmica normal e com agregados siliciosos, poderá ser efetuado de acordo com as expressões seguintes consoante o intervalo de temperatura:

Intervalo de temperatura	Deformação térmica
$20\text{ °C} \leq \theta_a < 750\text{ °C}$	$\frac{\Delta l}{l} = 9,10 \times 10^{-6} \theta_c + 2,3 \times 10^{-11} \theta_c^3 - 1,8 \times 10^{-4}$ (4.5)
$750\text{ °C} \leq 1200\text{ °C}$	$\frac{\Delta l}{l} = 14 \times 10^{-3}$ (4.6)

em que:

θ_c temperatura do betão [°C].

Uma vez mais, para modelos de cálculo simplificados pode ser considerada uma variação linear da deformação térmica de acordo com a expressão seguinte:

$$\frac{\Delta l}{l} = 18 \times 10^{-6} (\theta_a - 20) \quad (4.7)$$

4.1.2. Condutividade térmica

A condutividade térmica é o coeficiente que a quantidade do calor que chega à superfície do material que é conduzido para o seu interior. O seu valor é variável com a temperatura, decrescendo como seu aumento tanto para o betão como para o aço, sendo que no primeiro caso é também dependente da densidade do betão (normal ou leve) e no segundo varia de forma muito ligeira com a classe do aço, podendo essa dependência ser negligenciada. No caso do aço inoxidável a variação da condutividade térmica é completamente diferente do que se verifica no aço corrente, inclusivamente aumentando com a temperatura.

a) Aço

De acordo com a EN 1993-1-2 e a EN 1994-1-2, a variação da condutividade térmica no aço estrutural pode ser estimada através das expressões seguintes consoante o intervalo de temperaturas:

Intervalo de temperatura	Condutividade térmica
$20\text{ °C} \leq \theta_a \leq 800\text{ °C}$	$\lambda_a = 54 - 3,33 \times 10^{-2} \theta_a$ (4.8)
$800\text{ °C} < \theta_a \leq 1200\text{ °C}$	$\lambda_a = 27,3$ (4.9)

em que:

λ_a condutividade térmica do aço [W/mK].

Nos modelos de cálculo simplificados a condutividade térmica pode ser considerada como independente da temperatura, tomando-se o valor de 45 W/mK. Esta simplificação está prevista na EN 1994-1-2 atual e na versão de 1995 da EN 1993-1-2, sendo que na versão mais recente não está contemplada.

b) Betão

Relativamente ao betão de massa volúmica normal, a condutividade térmica pode ser determinada atendendo a um limite inferior e a um limite superior. O valor do limite superior foi determinado

através de ensaios de elementos mistos aço-betão, sendo recomendada a sua utilização pela EN 1994-1-2 e respetivo anexo nacional.

As expressões que definem respetivamente a variação do limite superior e inferior da variação da condutividade térmica do betão com a temperatura estão indicadas nas seguintes expressões:

Limite	Condutividade térmica
Superior	$\lambda_c = 2 - 0,2451 \left(\frac{\theta_c}{100} \right) + 0,0107 \left(\frac{\theta_c}{100} \right)^2$ (4.10)
Inferior	$\lambda_c = 1,36 - 0,136 \left(\frac{\theta_c}{100} \right) + 0,0057 \left(\frac{\theta_c}{100} \right)^2$ (4.11)

em que:

λ_c condutividade térmica do betão [W/mK].

Para modelos de cálculo simplificados, e à semelhança do aço, pode ser considerado um valor $\lambda_c = 1,60$ [W/mK], independente da temperatura.

Como se pode observar pela Figura 4.1, a condutividade térmica do aço é consideravelmente superior à do betão.

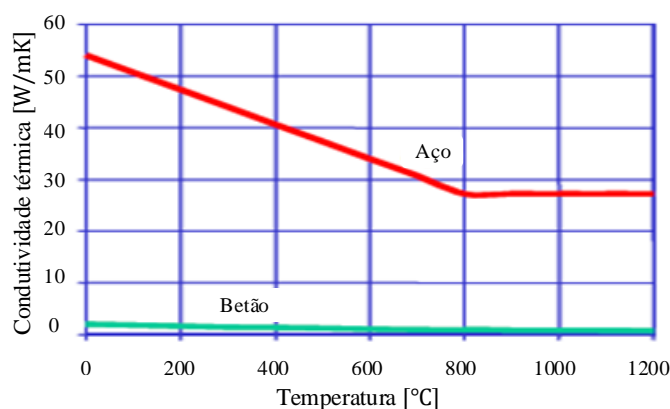


Figura 4.1 - Variação da condutividade térmica do aço e do betão de massa volúmica em função da temperatura (adaptado de Vassart, Brasseur et al. (2008)).

4.1.3. Calor específico

O calor específico representa a capacidade do material em armazenar calor ou a quantidade de calor necessária para elevar em 1 $^{\circ}C$ a unidade de massa do material.

Esta propriedade varia de forma não linear, apresentando um pico significativo de aumento com a temperatura tanto para o aço como para o betão, sendo este fenómeno explicado com maior pormenor mais à frente. O calor específico é então dependente da temperatura, sendo que no caso do betão também é função da sua densidade e do seu teor em água. Já no caso do aço, a classe de resistência e teor em carbono não são determinantes.

a) Aço

As expressões indicadas na EN 1993-1-2 e EN 1994-1-2 para determinação da variação do calor específico com a temperatura no aço estão indicadas nas expressões (4.12), (4.13), (4.14) e (4.15), consoante o intervalo de temperaturas:

Intervalo de temperatura	Calor específico
$20\text{ °C} \leq \theta_a < 600\text{ °C}$	$C_a = 425 + 7,73 \times 10^{-1}\theta_a - 1,69 \times 10^{-3}\theta_a^2 + 2,22 \times 10^{-6}\theta_a^3$ (5.12)
$600\text{ °C} \leq \theta_a < 735\text{ °C}$	$C_a = 666 + \frac{13002}{738 - \theta_a}$ (5.13)
$735\text{ °C} \leq \theta_a < 900\text{ °C}$	$C_a = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731}$ (5.14)
$900\text{ °C} \leq \theta_a \leq 1200\text{ °C}$	$C_a = 650$ (5.15)

em que:

C_a calor específico do aço expresso $[J/KgK]$.

De acordo com a EN 1994-1-2 e com a versão de 1995 da EN 1993-1-2, e nos modelos de cálculo simplificados, o calor específico poderá ser considerado como independente da temperatura, tomando-se o valor de $C_a = 600\text{ J/KgK}$. No entanto, esta simplificação não foi adotada no trabalho desenvolvido por ser conservativa e desnecessária na ótica do cálculo automático.

Na Figura 4.2 encontra-se ilustrada a variação do calor específico do aço com a temperatura. Nesta figura, verifica-se claramente o pico referido anteriormente, que ocorre entre os 600 °C e os 800 °C. Este fenómeno correspondente a alterações na microestrutura do aço devido à transformação da ferrite-perlite para austenite (Lennon, Moore et al., 2007). Esta alteração de estado consome bastante energia, resultando num acréscimo acentuado mas momentâneo do calor específico. Mais à frente irá verificar-se que em consequência deste fenómeno, a evolução da temperatura do aço com o tempo apresenta um pequeno patamar de temperatura constante.

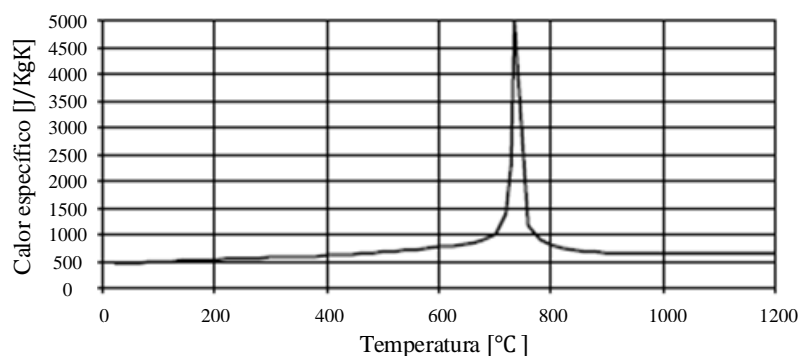


Figura 4.2 - Variação do calor específico do aço com a temperatura (adaptado de Wastney (2002)).

b) Betão

Relativamente ao betão de massa volúmica normal, as expressões indicadas pela EN 1994-1-2 para cálculo da variação do calor específico com a temperatura estão presentes nas Expressões (4.16), (4.17), (4.18) e (4.19), consoante o intervalo de temperaturas:

Intervalo de temperatura	Extensão térmica	
$20\text{ °C} \leq \theta_c \leq 100\text{ °C}$	$C_c = 900$	(4.16)
$100\text{ °C} < \theta_c \leq 200\text{ °C}$	$C_c = 900 + (\theta_c - 100)$	(4.17)
$200\text{ °C} < \theta_c \leq 400\text{ °C}$	$C_c = 1000 + \frac{(\theta_c - 200)}{2}$	(4.18)
$400\text{ °C} < \theta_c \leq 1200\text{ °C}$	$C_c = 1100$	(4.19)

em que:

C_c calor específico do betão expresso em $[J/KgK]$.

Este conjunto de expressões pode ainda ser aproximado através de uma relação linear:

$$C_{c,\theta} = 890 + 56,2 \left(\frac{\theta_c}{100} \right) - 3,4 \left(\frac{\theta_c}{100} \right)^2 \quad (4.20)$$

As fórmulas apresentadas representam a variação do calor específico para o betão seco. No entanto este material tem na sua composição um teor em água, com um efeito importante na variação do calor específico com a temperatura. Para contabilizar este efeito, a EN 1994-1-2 possibilita o complemento às expressões apresentadas através de um valor limite superior aos 115 °C. Este valor deve ser atingido por um acréscimo linear do calor específico obtido aos 100 °C e posterior decréscimo também linear até ao valor do calor específico obtido para os 200 °C, conforme ilustrado na Figura 4.3.

Este limite máximo depende do teor de humidade da seguinte forma:

Teor em água	C_c^*
3% da massa do betão	2020
10% da massa do betão	5600

em que:

C_c^* calor específico do betão aos 115°C contabilizando o seu teor de humidade $[J/KgK]$.

O calor específico pode no entanto em modelos de cálculo simplificados ser considerado independente da temperatura e de valor igual a 1000 J/KgK .

A variação do calor específico com a temperatura, contabilizando o teor de humidade processa-se da forma apresentada no gráfico seguinte. Observa-se à semelhança do verificado para o aço um pico do valor do calor específico, correspondente à vaporização da humidade presente no betão, razão pela qual se inicia aos 100 °C que corresponde ao ponto de ebulição da água. O vapor de água

libertado como facilmente se percebe, faz com que nesse período seja necessária uma maior quantidade de calor para elevar em 1 °C a unidade de massa do material.

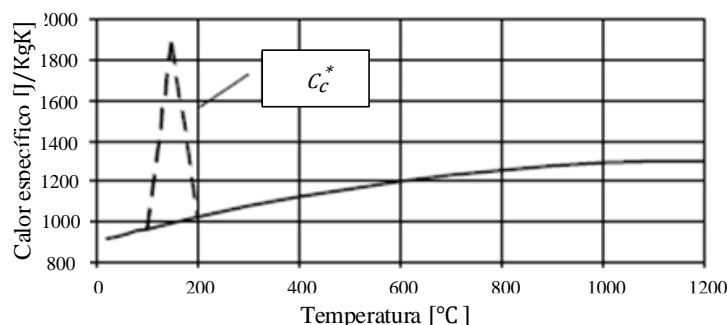


Figura 4.3 - Variação do calor específico do betão de massa volúmica normal com a temperatura (adaptado de Wastney (2002)).

4.2. OUTRAS PROPRIEDADES

Para além das propriedades térmicas apresentadas, outras existem que se revelam importantes para estimar o desenvolvimento da temperatura nos elementos estruturais que serão abordadas nesta secção. É o caso da massa volúmica, tal como já foi referido na secção 2.4.2 e do fator de massividade, sendo este um conceito que ainda não foi introduzido no presente trabalho.

4.2.1. Massa volúmica

A massa volúmica é um parâmetro importante nos mecanismos de transferência de calor, que embora faça parte do conhecimento geral, importa saber de que forma podem variar sob temperaturas elevadas e quais as indicações dadas pelos Eurocódigos para os valores a tomar.

a) Aço

À luz dos Eurocódigos, para o caso dos aços de carbono poderá considerar-se a massa volúmica como independente da temperatura, tomando o valor de $\rho_a = 7850 \text{ Kg/m}^3$.

b) Betão

O mesmo já não se passa com o betão, para o qual já pode ser relevante a variação da massa volúmica com a temperatura. Como facilmente se percebe, o betão tem água na sua composição, que com a elevação da temperatura começará a evaporar-se, alterando por isso a sua massa volúmica.

A EN 1994-1-2 indica que para betões com agregados siliciosos e calcários sob cargas estáticas, a massa volúmica ($\rho_{c,NC}$) poderá ser tomada como independente da temperatura com o seguinte valor $\rho_{c,NC} = 2300 \text{ Kg/m}^3$.

No entanto fornece igualmente uma expressão que de modo aproximado permite estimar a variação da massa volúmica em função da temperatura ($\rho_{c,\theta}$):

$$\rho_{c,\theta} = 2354 - 23,47 \left(\frac{\theta_c}{100} \right) \quad [Kg/m^3] \quad (4.21)$$

Para efeitos de cálculo do comportamento térmico é ainda apresentada uma outra alternativa (EN 1992-1-2) que estipula uma variação da massa volúmica a 20 °C em função de intervalos de temperatura, de acordo com as expressões seguintes, consoante o intervalo de temperaturas:

Intervalo de temperatura	Massa volúmica
<i>para</i> $20\text{ °C} \leq \theta \leq 115\text{ °C}$	$\rho_{c,\theta} = \rho_c(20\text{ °C})$ (4.22)
<i>para</i> $115\text{ °C} < \theta \leq 200\text{ °C}$	$\rho_{c,\theta} = \rho_c(20\text{ °C}) \times (1 - 0,02(\theta - 115)/85)$ (4.23)
<i>para</i> $200\text{ °C} < \theta \leq 400\text{ °C}$	$\rho_{c,\theta} = \rho_c(20\text{ °C}) \times (0,98 - 0,03(\theta - 200)/200)$ (4.24)
<i>para</i> $200\text{ °C} < \theta \leq 400\text{ °C}$	$\rho_{c,\theta} = \rho_c(20\text{ °C}) \times (0,95 - 0,07(\theta - 400)/800)$ (4.25)

No método aplicado pelas ferramentas desenvolvidas, mais concretamente no que diz respeito à zona de betão nas vigas mistas, o desenvolvimento da temperatura no betão foi determinado por consulta de tabelas de ensaios, pelo que não foi aplicada explicitamente esta variação da massa volúmica. No entanto considerou-se importante perceber a forma como este parâmetro é influenciada pelo aumento da temperatura.

4.2.2. Fator de massividade

O fator de massividade é um parâmetro de extrema importância na determinação da evolução da temperatura num elemento metálico, nomeadamente quando se efetua o cálculo pelo método simplificado.

Em termos gerais, a velocidade a que é elevada a temperatura num dado elemento metálico é proporcional à área da superfície exposta ao fogo (A_m) e inversamente proporcional à massa ou volume (V) desse elemento. Como facilmente se percebe, um elemento esbelto, como os perfis Z utilizados em madres de cobertura, aquecem muito mais rapidamente do que elementos robustos, como os perfis geralmente aplicados em pilares. Isto significa que a taxa de aquecimento de um perfil metálico depende da relação A_m/V , sendo esta designada de fator de massividade.

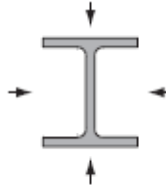
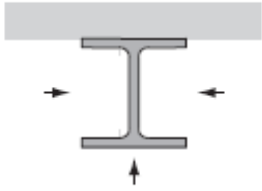
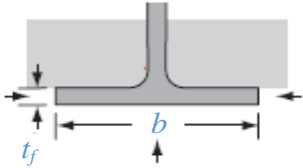
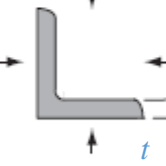
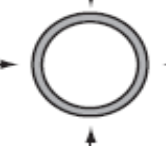
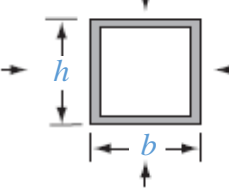
Para elementos prismáticos, cujas condições de fronteira são constantes ao longo do seu comprimento, a distribuição de temperatura é bidimensional, passando esta relação a ser determinada pelo perímetro (P) exposto ao fogo sobre a área da secção transversal do elemento (A):

$$\frac{A_m}{V} = \frac{P \times l}{A \times l} = \frac{P}{A} \quad [m^{-1}] \quad (4.26)$$

em que l é o comprimento do elemento [m].

Na Tabela 4.1, são apresentados alguns exemplos do cálculo do fator de massividade.

Tabela 4.1- Fatores de massividade para diferentes seções (adaptado de Lennon, Moore et al. (2007)).

Seção transversal	Descrição	Fator de massividade
	Seção sem proteção exposta ao fogo em todos os lados	$\frac{A_m}{V} = \frac{\text{perímetro da seção}}{\text{área da seção}}$
	Seção sem proteção exposta em 3 lados	$\frac{A_m}{V} = \frac{\text{perímetro da superfície exposta}}{\text{área da seção}}$
	Banzo sem proteção exposto em 3 lados	$\frac{A_m}{V} = \frac{b + 2t_f}{bt_f}$
	Cantoneira sem proteção exposta em todos os lados	$\frac{A_m}{V} \cong \frac{2}{t}$
	Tubular circular sem proteção exposto em todos os lados	$\frac{A_m}{V} \cong \frac{1}{t}$
	Tubular retangular sem proteção exposto em todos os lados	$\frac{A_m}{V} = \frac{2(b + h)}{\text{área da seção}}$

Facilmente se percebe, tal como ilustrado na Figura 4.4, que quanto mais esbelta for uma seção, maior será a sua massividade e consequentemente maior é a taxa de aquecimento do elemento metálico.

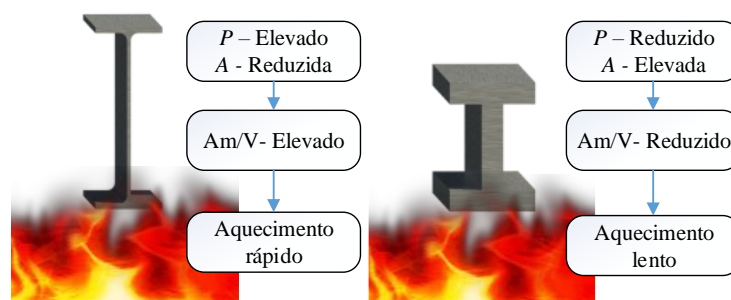



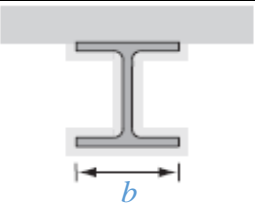
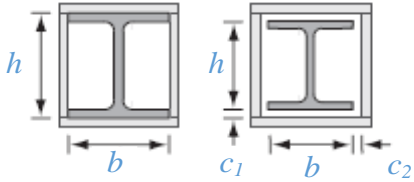
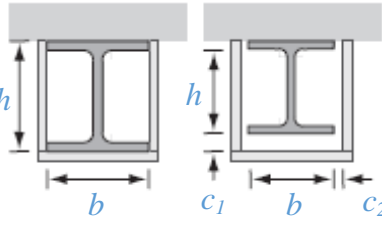
Figura 4.4 - Influência da geometria das seções no fator de massividade.

Quando os perfis dispõem de proteção passiva ao fogo, o fator de massividade deve ser modificado de acordo com as características do sistema de proteção.

Na Tabela 4.2, apresentam-se alguns exemplos do cálculo dos fatores de massividade, de acordo com o sistema de proteção aplicado, passando-se agora a designar por $\frac{A_p}{V}$.

Para proteções envolvendo todo o contorno da secção, como é o caso da tinta intumescente e das argamassas projetadas, A_p é o perímetro da secção do perfil, enquanto que quando a proteção é do tipo caixão, A_p corresponde ao contorno interior do sistema de proteção, limitado à altura e largura da secção do perfil. Em ambos os casos, a área corresponde sempre à da secção do perfil metálico.

Tabela 4.2 - Fatores de massividade para diferentes sistemas de proteção passiva ao fogo (adaptado de Lennon, Moore et al. (2007)).

Secção transversal	Descrição	Fator de massividade
	Secção com proteção envolvendo o contorno e exposta em todos os lados	$\frac{A_p}{V} = \frac{\text{perímetro da secção}}{\text{área da secção}}$
	Secção com proteção envolvendo o contorno e exposta em 3 lados	$\frac{A_p}{V} = \frac{\text{perímetro da secção} - b}{\text{área da secção}}$
	Secção com proteção em caixão e exposta em todos os lados	$\frac{A_p}{V} = \frac{2(b + h)}{\text{área da secção}}$
	Secção com proteção em caixão e exposta em 3 lados	$\frac{A_p}{V} = \frac{2h + b}{\text{área da secção}}$

Nota: as folgas c_1 e c_2 não devem exceder $h/4$

4.3. ANÁLISE DA EVOLUÇÃO DA TEMPERATURA

De acordo com a secção 3.3, a evolução da temperatura pode ser determinada por modelos de cálculo (simplificados ou avançados), valores tabelados ou ensaios normalizados. Uma vez que as aplicações do presente trabalho (Capítulo 6) incidem sobretudo nos modelos simplificados e principalmente em elementos metálicos, estes modelos terão maior destaque na descrição apresentada nesta secção, para

elementos com e sem proteção passiva ao fogo. No entanto importa saber que os modelos simplificados apenas estão disponíveis para elementos metálicos, sendo indicados valores tabelados para os elementos em betão.

Para se perceber melhor esta limitação na diferente disponibilidade de alguns modelos de cálculo para o aço e o betão e também a forma como a temperatura é distribuída nos elementos, apresenta-se na Figura 4.5 os perfis de temperatura obtidos por aplicação do método dos elementos finitos (Vila Real, 2011). Estes valores de temperaturas foram obtidos ao fim de 30 minutos de exposição ao fogo padrão de um perfil metálico IPE300 e um elemento em betão com secção $30 \times 30 \text{ cm}^2$.

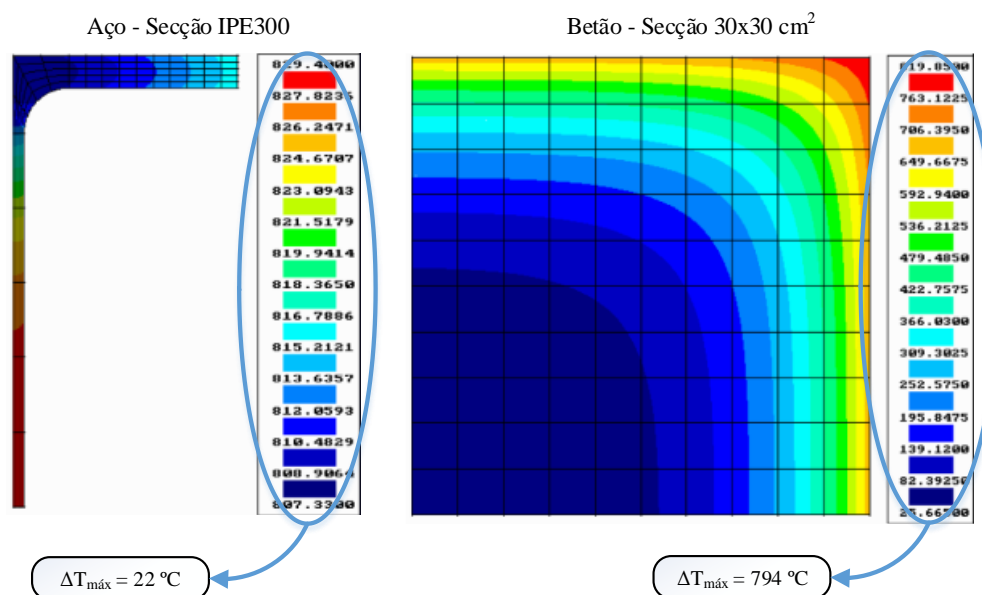


Figura 4.5 - Perfis de temperatura na secção transversal de um perfil metálico e um elemento de betão ao fim de 30 minutos de exposição ao fogo padrão, obtidos por aplicação do método dos elementos finitos (adaptado de Vila Real (2011)).

Como se pode verificar, a distribuição de temperaturas ao longo da secção transversal do elemento em aço é quase uniforme, registando-se uma variação de temperatura bastante reduzida. O mesmo já não se passa com a secção de betão, o que torna inviável a aplicação de um método de cálculo simplificado para determinação da evolução da temperatura nestes elementos.

Relativamente ao caso dos elementos metálicos, esta pequena variação de temperatura geralmente é justificada pela elevada condutividade térmica do aço. No entanto, de acordo com (Franssen e Vila Real, 2010) esta distribuição quase uniforme de temperatura deve-se ao fator de massividade que já foi exposto na secção 4.2.2.

4.3.1. Evolução da temperatura em elementos metálicos

Nesta secção será descrita a formulação para a determinação da evolução da temperatura nos elementos metálicos com e sem proteção passiva ao fogo, indicando-se os princípios gerais de cálculo e descrevendo-se o procedimento de aplicação do modelo simplificado.

4.3.1.1. Elementos sem proteção

A EN 1993-1-2 fornece uma equação para determinação da evolução da temperatura em elementos metálicos sem proteção, atendendo ao desenvolvimento da temperatura dos gases circundantes e considerando uma distribuição uniforme da temperatura na secção transversal do elemento. Os valores obtidos pela fórmula do Eurocódigo, e tal como confirmam os dados da Figura 4.6 (Fonseca e Vila Real, 1999) para os casos de dois perfis metálicos (IPE400 e HEA400), são bastante próximos dos valores obtidos pelo método dos elementos finitos, em particular dos valores obtidos com base na média entre as análises realizadas com o máximo e mínimo da temperatura. Estes dados correspondem a uma exposição ao incêndio padrão.

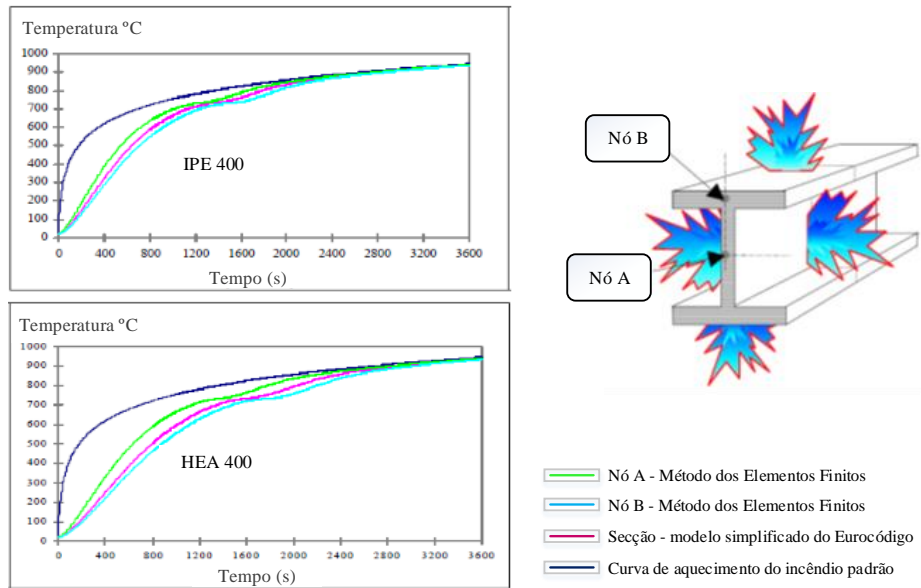


Figura 4.6 - Comparação das temperaturas da secção obtidas pelo método dos elementos finitos e pelo método simplificado do Eurocódigo, sob exposição ao fogo padrão (adaptado de Fonseca e Vila Real (1999))

A utilização do método simplificado na determinação da elevação da temperatura nos elementos metálicos sem proteção, segue um cálculo incremental e em conjugação com o cálculo da temperatura dos gases circundantes, de acordo com a expressão:

$$\Delta\theta_{a,t} = K_{sh} \frac{A_m/V}{C_a \rho_a} \dot{h}_{net,d} \Delta t \quad (4.27)$$

em que:

- $\Delta\theta_{a,t}$ variação da temperatura num elemento de aço não sem proteção no intervalo de tempo Δt [°C];
- K_{sh} fator de correção para o efeito de sombreamento;
- A_m/V fator de massividade [m^{-1}] (Secção 4.2.2);
- C_a calor específico do aço [J/kgK] (Secção 4.1.3);
- ρ_a massa específica do aço [Kg/m^3] (Secção 4.2.1);
- $\dot{h}_{net,d}$ valor de cálculo do fluxo de calor efetivo por unidade de área [W/m^2];
- Δt intervalo de tempo (≤ 5 s).

a) Fator de massividade (A_m/V)

Relativamente ao fator de massividade, tal como se pode observar pela Figura 4.6, com a sua diminuição, a variação entre a temperatura máxima e mínima na secção transversal dos perfis vai aumentando. Isto implica que para o uso da fórmula apresentada, a massividade da secção não possa ser superior a 10 m^{-1} , para que se mantenha válida a hipótese da uniformidade da temperatura.

b) Fluxo de calor efetivo ($\dot{h}_{net,d}$)

O fluxo de calor efetivo representa a componente de transferência de calor por intermédio da radiação e convecção, estando por isso intrinsecamente relacionada com o modelo de incêndio considerado e respetiva evolução da temperatura dos gases com o tempo. O seu valor é então igual à soma da componente convectiva ($\dot{h}_{net,c}$) e de radiação ($\dot{h}_{net,r}$) dado por:

$$\dot{h}_{net,d} = \dot{h}_{net,c} + \dot{h}_{net,r} \quad [W/m^2] \quad (4.28)$$

onde:

$$\dot{h}_{net,c} = \alpha_c (\theta_g - \theta_m) \quad [W/m^2] \quad (4.29)$$

$$\dot{h}_{net,r} = \Phi \cdot \varepsilon_f \varepsilon_m \cdot 5.67 \times 10^{-8} \cdot [(\theta_r + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4] \quad [W/m^2] \quad (4.30)$$

em que:

α_c coeficiente de transferência de calor por convecção [W/m^2K];

θ_g temperatura dos gases na proximidade do elemento exposto ao fogo [$^{\circ}C$];

θ_m temperatura da superfície do elemento exposto ao fogo [$^{\circ}C$];

Φ fator de vista;

ε_f emissividade do fogo;





ε_m emissividade da superfície do elemento;

θ_r temperatura de radiação efetiva do ambiente em incêndio, normalmente igual a $\theta_r = \theta_g$ [$^{\circ}C$].

c) Coeficiente de transferência de calor por convecção (α_c)

O coeficiente de transferência de calor por convecção varia consoante o modelo de incêndio considerado, tal como indicado na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 - Coeficientes de convecção segundo diferentes modelos de incêndio.

Modelo de incêndio	α_c [W/m^2]
 Curva de incêndio padrão	25
 Curva de incêndio hidrocarbonetos	50
 Curva de incêndio exteriores	35
 Modelos de zonas Curva de incêndio paramétrica	35

d) Temperatura dos gases (θ_g)

A temperatura dos gases é calculada conforme indicado na secção 3.3.1, referente aos modelos de incêndio por curvas nominais. Deve-se utilizar no cálculo da variação da temperatura o valor referente ao instante para o qual está a ser efetuado o cálculo, isto é, no cálculo da variação da temperatura entre o instante t_2 e o instante t_1 , o valor da temperatura do gas a aplicar deve corresponder ao instante t_2 .

e) Temperatura da superfície exposta do elemento (θ_m)

Por sua vez, a temperatura da superfície exposta do elemento, num dado instante, deve ser dada pela temperatura determinada no instante imediatamente anterior, à qual se adiciona a variação calculada. No instante inicial, a temperatura geralmente considerada para a superfície do elemento, antes da ocorrência do incêndio, é de 20 °C.

f) Emissividades do fogo e do aço (ε_f) e (ε_m)

Relativamente ao valor da emissividade, tomou-se o valor de 1 para o fogo e de 0,7 para o aço estrutural. A EN 1991-1-2 permite a adoção do valor de 0,8 para os restantes materiais estruturais, sempre que não exista um valor indicado nas partes específicas dos Eurocódigos. Para o aço inoxidável, a EN 1993-1-2 recomenda o valor de 0,4.

g) Fator de vista (Φ)

O fator de vista referente à transferência de calor por radiação, correspondendo à parcela da radiação que emana de uma determinada superfície e que incide na superfície recetora. O seu valor depende da dimensão da superfície radiante, da distância entre as superfícies radiante e recetora e da orientação relativa destas superfícies. Conservativamente pode ser tomado o valor de 1 para este fator, no entanto este valor pode ser inferior, podendo ser determinado pelo método presente na EN 1993-1-2, como sucede com incêndios localizados em que apenas parte do fluxo por radiação atinge o elemento recetor ou quando é tomada em conta a forma côncava de um perfil.

h) Fator de correção para o efeito de sombreamento (K_{sh})

O efeito de sombreamento (K_{sh}) está ilustrado na Figura 4.7, sendo a sua designação derivada da palavra inglesa “Shadow”.

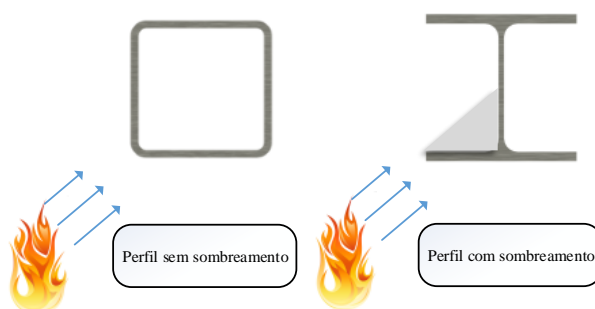


Figura 4.7 - Efeito de sombreamento na exposição ao fogo

Em situações em que o elemento está totalmente envolvido pelo fogo e quando a secção transversal tem uma geometria convexa, como é o caso de perfis tubulares, não existe o efeito de sombreamento, pelo que se deve tomar $K_{sh} = 1$.

O mesmo não se passa em secções em I ou H, devendo nesses casos o fator de correção do sombreamento ser determinado de acordo com a expressão seguinte:

$$K_{sh} = 0,9(A_m/V)_b/(A_m/V) \quad (4.31)$$

em que $[A_m/V]_b$ é o fator de massividade correspondente a uma secção com proteção em caixão $[m^{-1}]$.

Para outros tipos de perfil deve-se adotar a expressão:

$$K_{sh} = (A_m/V)_b/(A_m/V) \quad (4.32)$$

Tendo em conta estas expressões e olhando para a Equação (5.27), rapidamente se percebe que a parcela $K_{sh}(A_m/V)$ pode ser substituída por $0,9(A_m/V)_b$ ou por $(A_m/V)_b$, para perfis I ou H ou para outros tipos de perfil, respetivamente

i) Síntese da aplicação do modelo simplificado

O procedimento de cálculo da evolução da temperatura inerente ao modelo simplificado de cálculo, está representada na Figura 4.8. Para clarificar o fluxograma indicado, recorda-se que designa-se por TRRF o tempo requerido de resistência ao fogo, que atendendo à regulamentação Portuguesa e de acordo com a função desempenhada pelo elemento em análise, terá um valor mínimo em minutos estipulado conforme o indicado na secção 2.3.4.

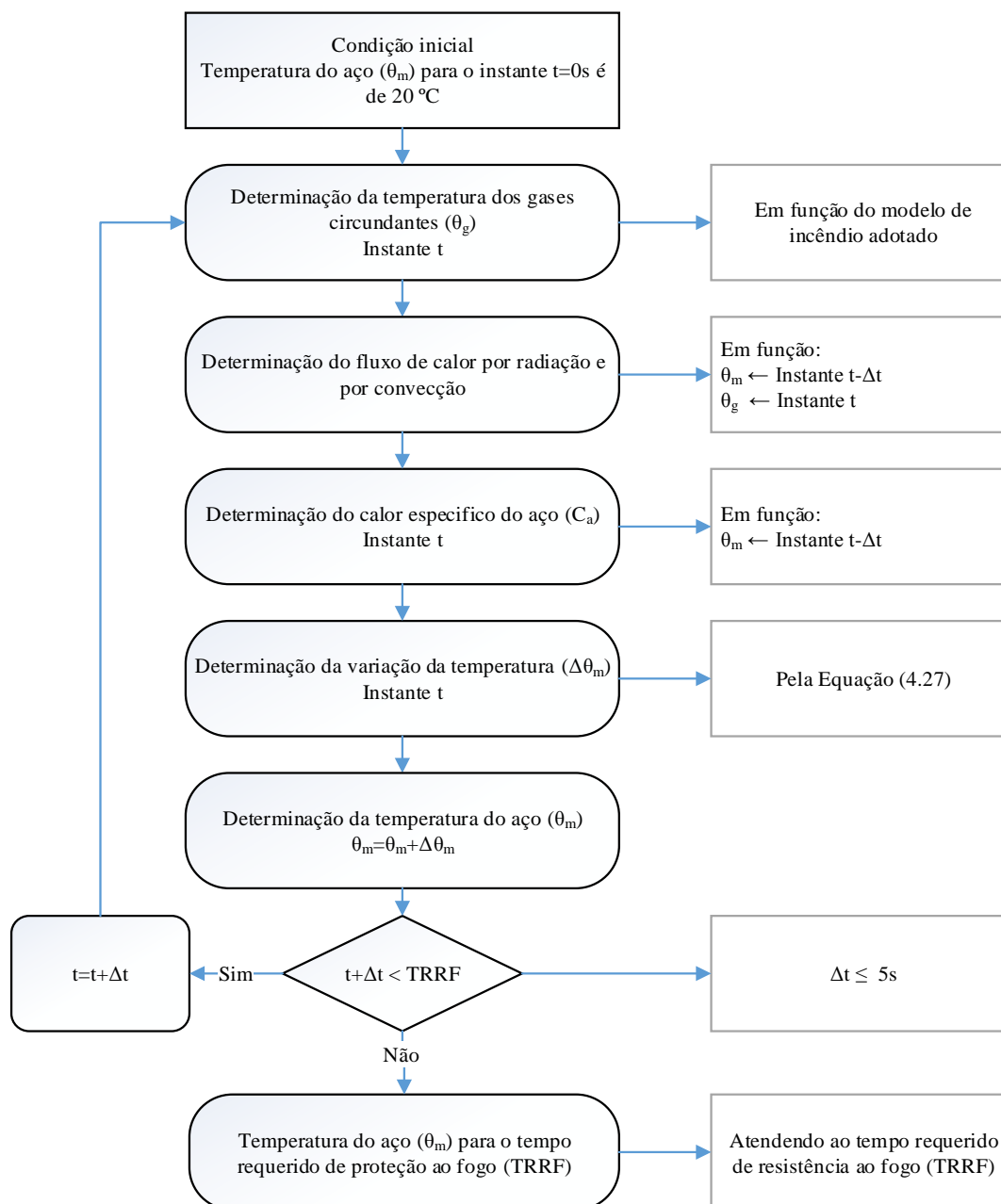


Figura 4.8- Procedimento para a determinação da evolução da temperatura num elemento de aço sem proteção segundo o modelo de cálculo simplificado do Eurocódigo.

4.3.1.2. Elementos com proteção

A EN 1993-1-2 fornece um método para determinação da evolução da temperatura do aço com proteção passiva ao fogo, assumindo igualmente uma distribuição uniforme da temperatura na secção transversal do elemento. Neste método a variação da temperatura $\Delta\theta_{a,t}$ poderá ser determinada através da seguinte expressão:

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_p A_p / V (\theta_{g,t} - \theta_{a,t})}{d_p c_a \rho_a (1 + \emptyset / 3)} \Delta t - (e^{\emptyset / 10} - 1) \Delta\theta_{g,t} \quad [^\circ\text{C}] \quad (4.33)$$

onde:

$$\emptyset = \frac{C_p d_p \rho_p}{C_a \rho_a} \cdot \frac{A_p}{V} \quad (4.34)$$

em que:

- A_p/V fator de massividade do elemento de acordo com o sistema de proteção [m^{-1}];
- λ_p condutividade térmica do material de proteção [W/mK];
- d_p espessura do material de proteção [m];
- C_p calor específico do material de proteção [J/KgK];
- $\Delta\theta_{g,t}$ variação da temperatura dos gases no intervalo Δt [$^\circ\text{C}$].

A aplicação da expressão (4.33) é válida para um intervalo de tempo (Δt), igual ou inferior a 30 s e a quantidade de calor armazenada no material de proteção, representada pelo fator \emptyset , não deverá ser superior a 1,5. Esta última restrição não vem indicada no Eurocódigo, mas segundo Wang (2004) a Equação (4.34) é aproximada e apenas válida para valores de \emptyset pequenos.

A EN 1993-1-2 refere ainda que qualquer incremento negativo da temperatura do aço ($\Delta\theta_{a,t}$), correspondente a um aumento da temperatura dos gases, deve ser considerado como zero, estabelecendo-se para cada instante de tempo a seguinte condição:

$$\Delta\theta_{a,t} \geq 0 \quad \text{se} \quad \Delta\theta_{g,t} > 0 \quad (4.35)$$

Ainda relativamente à Expressão (4.33), importa realçar, e ao contrário do que se verifica para os elementos não protegidos, não existe uma parcela correspondente ao fluxo de calor por convecção e radiação. O material de proteção provoca uma diminuição significativa da temperatura ao longo da sua espessura e como tal apenas se considera o fluxo de calor por condução (Purkis, 2007). A temperatura na superfície exterior do material de proteção é considerada igual à temperatura do gás circundante, sendo a transferência de calor entre o elemento metálico e o gás efetuada por condução. Assim sendo, apenas a diferença de temperaturas entre eles, dependente da resistência térmica do material de proteção, vai influenciar o aumento de temperatura no elemento metálico (Franssen e Vila Real, 2010).

Outra questão importante diz respeito às propriedades térmicas dos materiais de proteção. A EN 1993-1-2 estipula que as propriedades e desempenho dos materiais de proteção ao fogo devem ser avaliados utilizando os métodos de ensaio indicados na ENV 13381-4 (2002). As propriedades dos materiais devem então ser determinadas pelos seus fabricantes, sendo tipicamente variáveis com o aumento da temperatura. Por exemplo a condutividade térmica dos materiais mais usuais de proteção passiva ao fogo, aumenta com o aumento da temperatura e como tal, utilizar o seu valor à temperatura ambiente, não corresponde a uma abordagem segura (Franssen e Vila Real, 2010).

Muitos dos materiais de proteção passiva ao fogo, incluem na sua constituição uma determinada percentagem de água. Como facilmente se percebe, atingindo-se a temperatura de ebulição, a vaporização da água vai resultar numa progressão mais lenta da taxa de aquecimento do aço e

consequentemente a um “tempo de atraso” designado por t_v . Franssen e Vila real (2010) propõem a expressão seguinte para a estimativa do valor de t_v :

$$t_v = \frac{p\rho_p d_p^2}{5\lambda_p} \quad [min] \quad (4.36)$$

em que p é a percentagem de água no material de proteção.

a) Síntese da aplicação do modelo simplificado

Na Figura 4.9 está representado de forma exemplificativa um possível procedimento de cálculo para a determinação das necessidades de proteção passiva de um elemento metálico, no qual está naturalmente incluído o cálculo da evolução da temperatura para uma dada espessura de proteção. O objetivo passaria por avaliar a temperatura atingida no tempo requerido de proteção ao fogo do elemento, comparando com um valor de temperatura estabelecido como o limite máximo que poderia ser atingido para não colapsar, designando-se de temperatura crítica. Desta forma é avaliada a necessidade de aumentar a espessura de proteção.

O conceito de temperatura crítica será abordado com maior detalhe na secção 5.2.

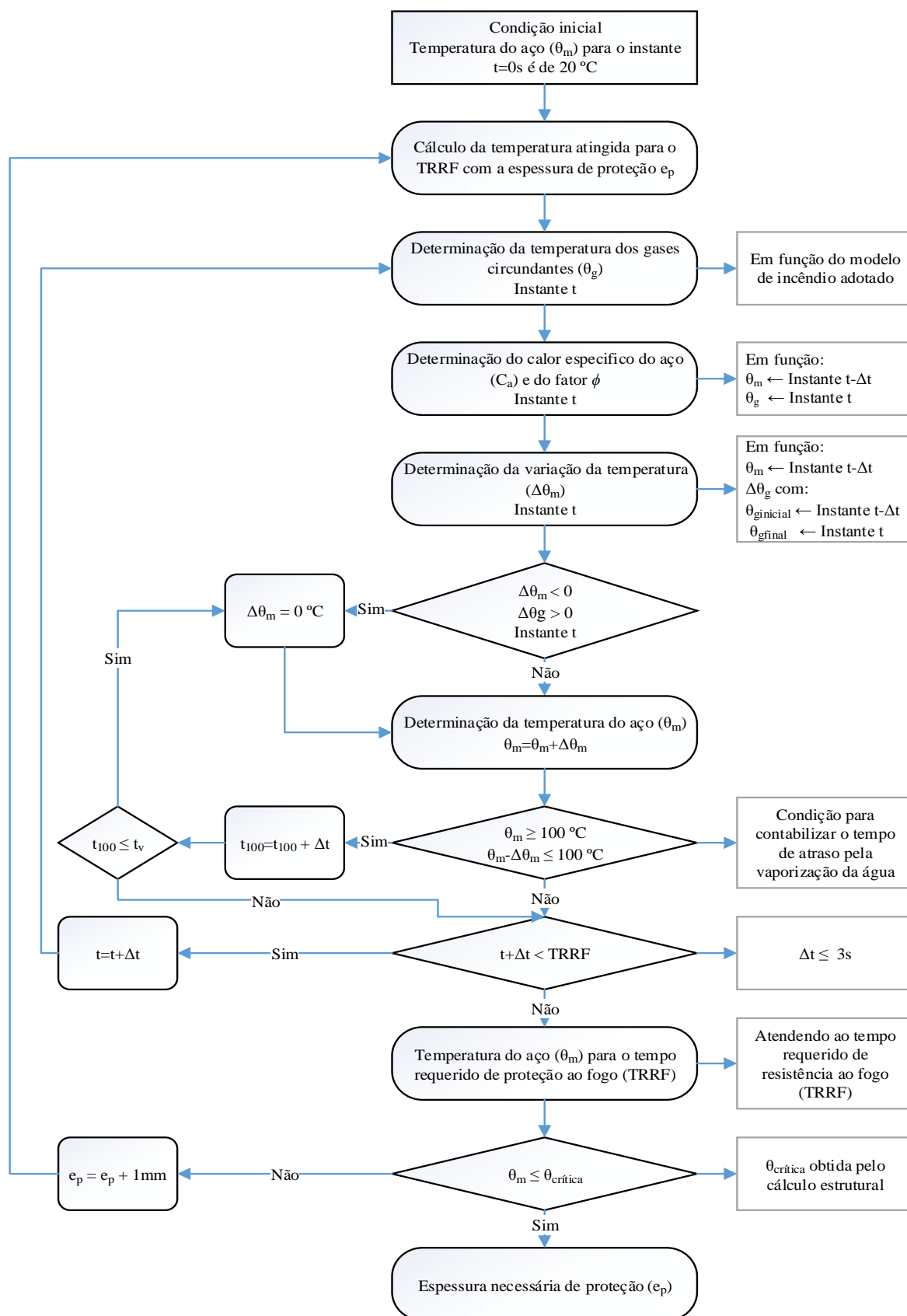


Figura 4.9 - Procedimento para a determinação das necessidades de proteção passiva ao fogo o modelo de cálculo simplificado do Eurocódigo.

4.3.2. Evolução da temperatura em vigas mistas

Nesta secção será descrita a formulação para a determinação da evolução da temperatura na secção de vigas mistas aço-betão, elementos metálicos com e sem proteção passiva ao fogo, indicando-se os princípios gerais de cálculo e principais limitações.

O modelo de cálculo simplificado aplicado a vigas mistas, apresenta uma limitação quanto às possíveis tipologias que estas podem tomar. Reservam-se a secções mistas com perfil metálico sem revestimento de betão, tal como indicam os exemplos da Figura 4.10. Ressalva-se no entanto que a EN 1994-1-2, dispõe de modelos de cálculo simplificados para vigas mistas parcialmente revestidas de betão, mas apenas no que diz respeito ao comportamento estrutural não sendo necessário o cálculo da evolução da temperatura mas apenas o tempo de resistência ao fogo requerido.

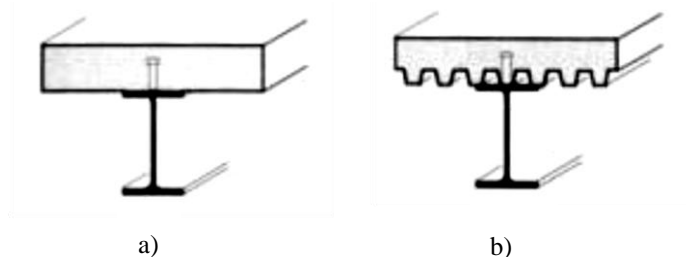


Figura 4.10- Tipologias de secções transversais de vigas mistas abrangidas pelos modelos de cálculo simplificado.

A determinação da evolução da temperatura é feita de forma diferencia consoante o elemento da secção transversal da viga mista, nomeadamente o perfil metálico, a laje de betão, os conectores e as armaduras, sendo geralmente desprezada a componente da chapa colaborante quando a laje é nervurada. Note-se que no caso de lajes executadas com chapas colaborantes, a resistência destas chapas em situação de incêndio é desprezada. Estes elementos são demasiado finos, aquecendo e perdendo a sua capacidade resistente muito rapidamente.

Para as vigas mistas o Eurocódigo estipula que a secção transversal do perfil metálico pode ser dividida em várias partes, tal como indicado na Figura 4.11. A elevação da temperatura é determinada para cada uma das partes separadamente.

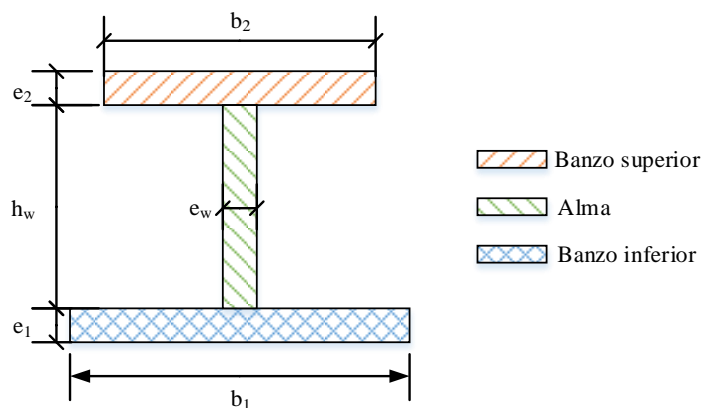


Figura 4.11 - Divisão da secção transversal dos perfis metálicos (EN 1994-1-2).

4.3.2.1. Perfil metálico sem proteção

Para o perfil metálico sem proteção, a expressão geral para determinação da variação da temperatura é a indicada na Expressão (4.27). A parcela correspondente ao fluxo convectivo determina-se de igual forma. O fluxo por radiação difere na exclusão do fator de vista que é indicado na Expressão (4.30), enquanto o fator de correção relativo ao efeito de sombreamento, deve ser determinado pela Expressão seguinte que difere da apresentada na secção 4.3.1.1.

$$K_{sh} = 0,9 \left(\frac{e_1 + e_2 + \frac{1}{2} \cdot b_1 + \sqrt{h_w^2 + 1/4 \cdot (b_1 - b_2)^2}}{h_w + b_1 + 1/2 \cdot b_2 + e_1 + e_2 - e_w} \right) \quad (4.37)$$

4.3.2.2. Perfil metálico com proteção

A expressão (4.33) e condicionantes estipulados pela secção 4.3.1.2 para a determinação da evolução da temperatura nos elementos metálicos com proteção, mantêm-se para o caso de elementos mistos, com a diferença de não ser possível prever o tempo de atraso por vaporização da água.

Estas expressões devem ser aplicadas a cada uma das partes do perfil metálico (banzo superior, alma e banzo inferior) devendo igualmente ser efetuado o cálculo individualizado das massividades. A exceção a esta divisão por elementos ocorre quando são utilizadas proteções em caixão, onde se admite uma temperatura uniforme em todo o perfil. Assim sendo, para este caso a massividade a aplicar deve ser a correspondente a uma proteção em caixão na totalidade do perfil.

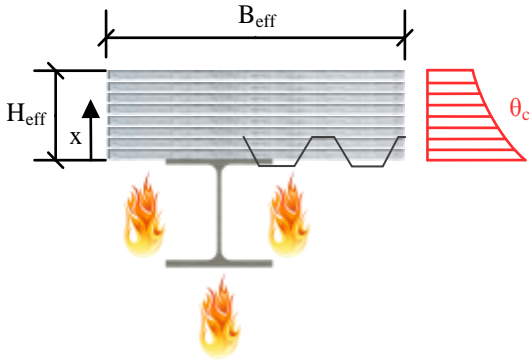
Em relação às faces expostas ao fogo, e quando são utilizadas lajes maciças, a face superior do banzo superior não está exposta, devendo-se levar isto em conta para o cálculo da sua massividade. Quando se utilizam lajes colaborantes, em que pelo menos 85% do banzo superior está em contacto com a laje ou quando os vazios existentes entre o banzo superior e a chapa perfilada de aço estão preenchidos com material incombustível, considera-se que este elemento está exposto ao fogo em apenas 3 lados. Para os perfis e chapas colaborantes normalmente utilizados em vigas mistas, raramente esta situação ocorre, pelo que o mais comum é considerar-se a exposição em 4 lados.

4.3.2.3. Laje de betão

Relativamente à laje de betão, a EN 1994-1-2 fornece métodos simplificados para cálculo da temperatura na chapa colaborante e das armaduras localizadas nas zonas nervuradas. No entanto, o cálculo dos perfis de temperatura na parte de betão destas lajes é bastante complexo e a distribuição da temperatura ao longo da sua secção transversal não é uniforme. Por este motivo é difícil estabelecer fórmulas empíricas para determinar as linhas que passam pelos pontos com igual

temperatura na secção de betão (isotérmicas). A EN 1994-1-2 disponibiliza um método para a determinação da localização da isotérmica para uma dada temperatura limite, negligenciando-se a contribuição da parte inferior de betão por estar a uma temperatura superior e contabilizando-se apenas a parte superior como se estivesse à temperatura ambiente. Nesta norma é ainda apresentado um método alternativo, em que a laje colaborante é tratada como uma laje maciça, sendo a distribuição das temperaturas à distância x medida da face inferior da laje indicadas na Tabela 4.4. Este método consiste na consulta de valores tabelados, sendo apenas válido para a exposição ao fogo padrão.

Tabela 4.4 - Distribuição da temperatura do betão de acordo com o afastamento da superfície exposta ao fogo padrão.

Distribuição da temperatura no betão θ_c em °C	X [mm]	Tempo de exposição ao fogo [mín]					
		30	60	90	120	180	240
	5	535	705	-	-	-	-
	10	470	642	738	-	-	-
	15	415	581	681	754	-	-
	20	350	525	627	697	-	-
	25	300	469	571	642	738	-
	30	250	421	519	591	689	740
	35	210	374	473	542	635	700
	40	180	327	428	493	590	670
	45	160	289	387	454	549	645
	50	140	250	345	415	508	550
	55	125	200	294	369	469	520
	60	110	175	271	342	430	495
	80	80	140	220	270	330	395
	100	60	100	160	210	260	305

Esta tabela fornece os valores da temperatura na laje de betão, que podem ser consideradas constantes na largura efetiva da laje, em função do afastamento à face inferior da mesma, e com o fogo a atuar na face inferior. O seu domínio de aplicação limita-se ao betão de massa volúmica normal sem proteção, reservando-se a aplicação da proteção passiva ao elemento metálico. Note-se que nesta tabela é considerada uma espessura efetiva (h_{eff}), sendo este um parâmetro que pretende representar a aproximação de resistência entre uma laje colaborante e uma laje mista. A EN 1994-1-2 apresenta uma expressão simples para determinar este parâmetro, no entanto e de forma conservativa, optou-se no presente trabalho por considerar que o mesmo equivale à espessura de betão acima da nervura da laje colaborante.

4.3.2.4. Conectores e armaduras

Quanto aos conectores, a EN 1994-1-2 estipula que se poderá considerar a sua temperatura em cada instante como 80% da temperatura registada no banzo superior da viga no mesmo período de tempo. Para efeito do cálculo da resistência dos conectores, a temperatura do betão que envolve os mesmos pode ser considerada como 40% da temperatura do banzo superior da viga.

Por fim, no que respeita à armadura, a EN 1994-1-2 estipula que a sua temperatura pode ser considerada igual à temperatura do betão ao nível a que as armaduras se encontram.

CAPÍTULO 5

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

A análise do comportamento estrutural corresponde à etapa que precede à análise da evolução da temperatura nos elementos estruturais. Nesse âmbito os Eurocódigos indicam valores tabelados e modelos de cálculo (simplificados e avançados) para avaliar o efeito das temperaturas elevadas no comportamento estrutural da estrutura (capítulo 3).

Neste capítulo apenas serão abordados os modelos simplificados, indicando-se quais os seus princípios de cálculo e procedimentos inerentes à sua aplicação, tanto para elementos metálicos como para vigas mistas aço-betão.

Realça-se que a EN 1993-1-2 e a EN 1994-1-2, tratam essencialmente das diferenças a ter em conta numa análise em situação de incêndio em relação a uma análise para a temperatura ambiente, tal como indicado na secção 3.1. Torna-se então necessário conhecer as principais propriedades mecânicas dos materiais à temperatura ambiente, considerada de 20 °C, e de que forma estas variam sob temperaturas elevadas.

A influência do fogo nas propriedades mecânicas dos materiais será versada nas secções seguintes.

5.1. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

5.1.1. Relação tensão-extensão

As relações tensão-extensão, tanto para o aço como para o betão, são importantes quando são adotados modelos de cálculo avançados, em que deve ser realizada uma análise não linear material, no que diz respeito à relação deformação-tensão.

Relativamente ao aço estrutural em perfil e em varão, a relação tensão-extensão recomendada pela EN 1993-1-2 não segue a relação com patamar plástico indicada para a temperatura ambiente. O patamar de cedência é agora substituído por uma relação elíptica na transição da fase elástica para a fase plástica, passando a ser um modelo do tipo ilustrado na Figura 5.1. Foi ainda adicionada uma

fase linear decrescente entre os 15% e os 20% de deformação, de modo a limitar a ductilidade e garantir a convergência do problema numérico.

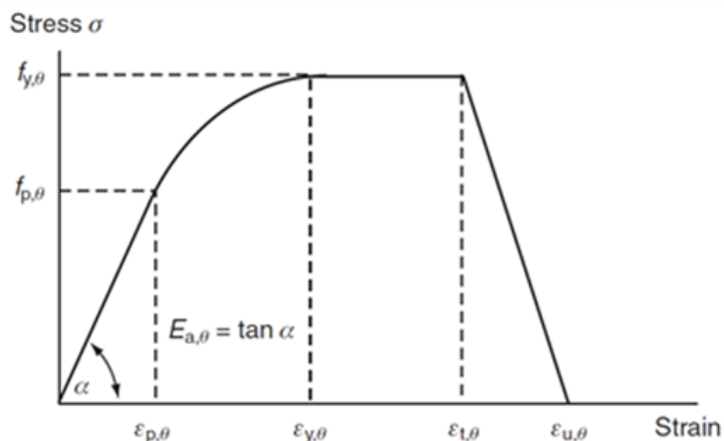


Figura 5.1 - Relação tensão-extensão do aço sob temperaturas elevadas (adaptado de Lennon, Moore et al. (2007)).

Note-se que na relação tensão-extensão a temperaturas elevadas, a tensão de cedência corresponde a uma extensão ($\epsilon_{y,\theta}$) de 2%, ao contrário do que se verifica em condições de temperatura ambiente, em que se convencionou o limite de 0,2%. O maior valor da extensão correspondente à tensão de cedência é aceitável por o incêndio se tratar de uma situação acidental (Franssen e Vila Real, 2010). Salienta-se ainda que para secções de classe 4, a tensão de cedência recomendada para utilização no modelo de cálculo simplificado, corresponde à tensão de proporcionalidade a 0,2%.

A relação tensão-extensão é modificada com o aumento da temperatura, conforme ilustrado na Figura 5.2, tanto por redução da resistência do material como por redução do seu módulo de elasticidade.

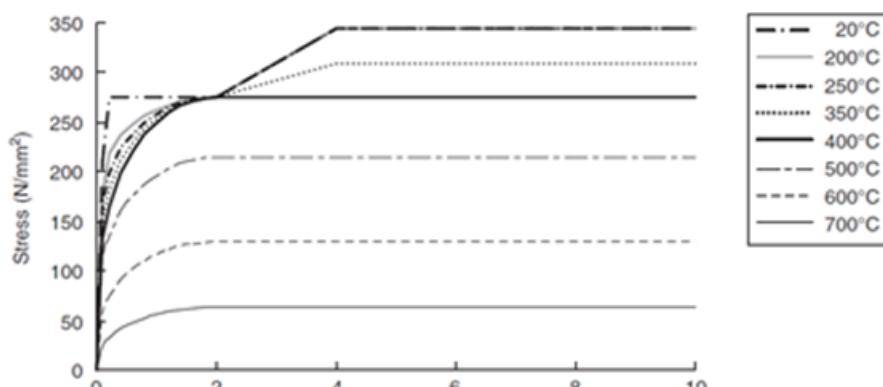


Figura 5.2 - Relação tensão-extensão do aço para diferentes valores de temperatura (adaptado de Lennon, Moore et al. (2007)).

No entanto, para temperaturas inferiores a 400 °C e enquanto a encurvadura não conduz ao colapso prematuro da estrutura, pode ser considerada uma fase de endurecimento tal como ilustra a Figura 5.3.

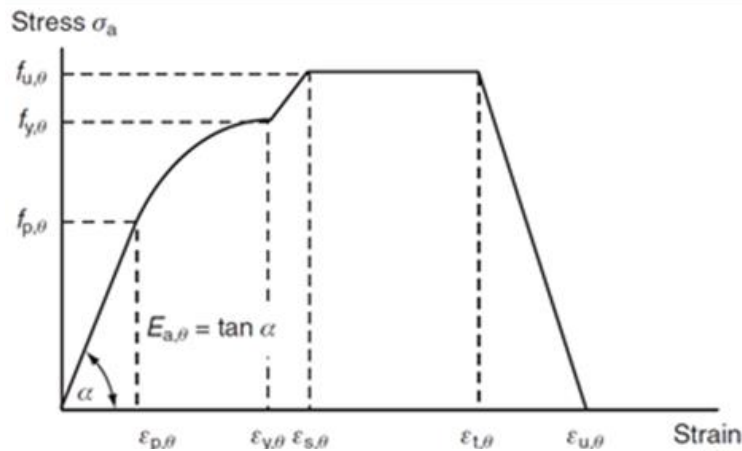


Figura 5.3 - Relação tensão-extensão do aço considerando a fase de endurecimento (Lennon, Moore et al., 2007).

Será ainda importante salientar que de acordo com Lennon, Moore et al. (2007), para além da redução da resistência e módulo de elasticidade do material, a partir dos 450°C, o aço apresenta deformações significativas devido a um fenómeno de fluência, que no entanto estão implicitamente consideradas na relação tensão-extensão proposta.

Relativamente ao betão, a EN 1994-1-2 estipula que as propriedades resistentes e de deformação do betão sob tensão uniaxial e a temperaturas elevadas devem ser obtidas a partir das relações tensão-extensão representadas na Figura 5.4. Os valores dos parâmetros que definem esta relação para diferentes temperaturas são indicados numa tabela também presente na norma EN 1994-1-2. A relação poderá incluir um tramo descendente linear ou não linear em concordância com o tipo de modelo numérico utilizado.

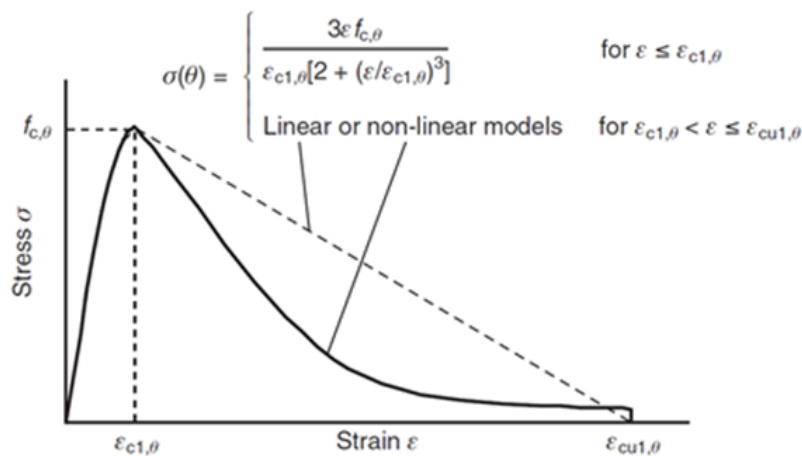


Figura 5.4 - Relação tensão-extensão do betão sob temperaturas elevadas (adaptado de Lennon, Moore et al. (2007))

A mesma norma indica ainda que de modo conservativo a tensão de rotura à tração poderá ser considerada igual a zero, sendo que se for tida em conta nas verificações por modelos de cálculo avançados, não deverá exceder os valores estipulados pela EN 1992-1-2.

Na Figura 5.5 é apresentada a relação tensão-extensão do betão com o aumento da temperatura.

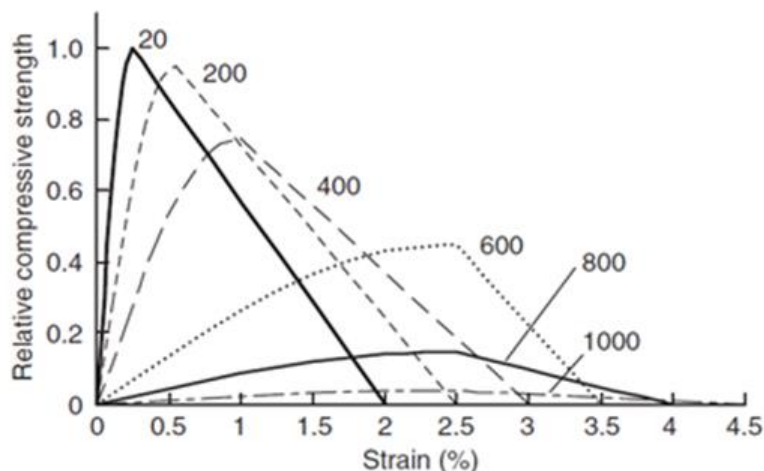


Figura 5.5 - Variação da relação tensão-extensão no betão com o aumento da temperatura (Lennon, Moore et al., 2007)

Realça-se também que ao usar modelos de incêndio natural, em que há um ramo descendente na curva da evolução da temperatura, correspondente à fase de declínio, poderá ser utilizado o Anexo C da EN 1994-1-2 para a determinação da relação tensão-extensão em fase de arrefecimento. Na Figura 5.6 demonstra-se que na fase de arrefecimento o betão não recupera a resistência inicial, onde θ_1 , θ_2 , θ_{\max} e θ_3 são as temperaturas correspondentes a tempos de exposição ao fogo sequencialmente maiores. Pode-se constatar que para a mesma temperatura em fase de aquecimento e em fase de arrefecimento a relação tensão-extensão é diferente.

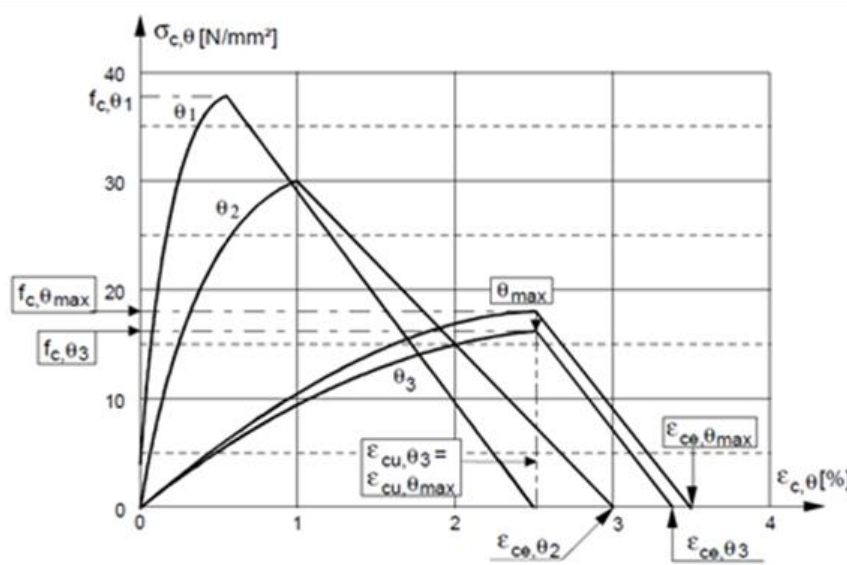


Figura 5.6 - Variação da relação tensão-extensão no betão nas fases de aquecimento e arrefecimento (adaptado de Lennon, Moore et al. (2007)).

5.1.2. Módulo de elasticidade e tensão de cedência

Como referido, os valores do módulo de elasticidade e da tensão de cedência do aço e resistente à compressão do betão, são reduzidos à medida que a temperatura vai aumentando, influenciando a curva de relação tensão-extensão dos materiais. Esta redução é efetuada com base na correção dos valores das referidas propriedades à temperatura ambiente através de um fator de redução variável com a temperatura.

Os fatores de redução para o aço em perfil, em varão e para o betão de massa volúmica normal são indicadas na EN 1993-1-2 e EN 1994-1-2. Todos estes valores foram obtidos experimentalmente, sendo apresentados na Tabela 5.1 os mais relevantes para o presente trabalho. Nesta tabela são indicados os valores do coeficiente de redução da tensão de cedência do aço ($K_{y,\theta}$), o coeficiente de redução da tensão última do aço ($K_{u,\theta}$), o coeficiente de redução do módulo de elasticidade ($K_{E,\theta}$) que define a inclinação da reta que representa o domínio elástico do aço, e o coeficiente de redução da tensão resistente à compressão do betão ($K_{c,\theta}$).

Tabela 5.1- Fatores de redução das propriedades mecânicas do aço em perfil e varão e para o betão de massa volúmica normal (NC).

θ [°C]	Aço perfil			Aço varão		Betão (NC)
	$K_{y,\theta}$	$K_{u,\theta}$	$K_{E,\theta}$	$K_{y,\theta}$	$K_{E,\theta}$	$K_{c,\theta}$
20	1,00	1,25	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,25	1,00	1,00	1,00	1,00
200	1,00	1,25	0,90	1,00	0,87	0,95
300	1,00	1,25	0,80	1,00	0,72	0,85
400	1,00	1,00	0,70	0,94	0,56	0,75
500	0,78	0,78	0,60	0,67	0,40	0,60
600	0,47	0,47	0,31	0,40	0,24	0,45
700	0,23	0,23	0,13	0,12	0,08	0,30
800	0,11	0,11	0,09	0,11	0,06	0,15
900	0,06	0,06	0,07	0,08	0,05	0,08
1000	0,04	0,04	0,05	0,05	0,03	0,04
1100	0,02	0,02	0,02	0,03	0,02	0,01
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Relativamente ao aço em perfil e como se pode observar pela Figura 5.7, o módulo de elasticidade inicia a sua redução mais rapidamente, entre os 100°C e os 200°C, mantendo níveis de redução superiores ao que se regista para a tensão de cedência, até aproximadamente aos 900°C. Isto significa que em situação de incêndio o modo de rotura para os elementos metálicos pode mudar, passando estes a ser mais suscetíveis a fenómenos de encurvadura.

Na mesma figura, está igualmente representado o fenómeno de endurecimento já referido para temperaturas inferiores a 400°C, em que se pode considerar um aumento da tensão última caso o elemento não esteja sujeito a fenómenos de encurvadura.

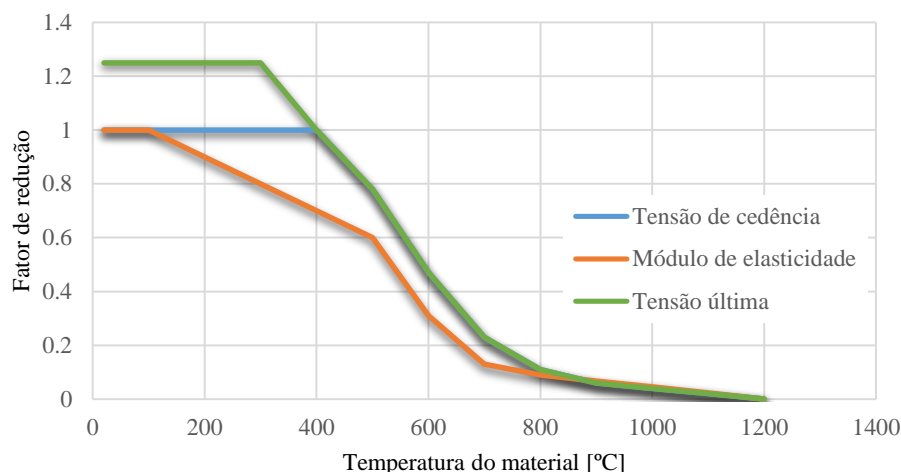


Figura 5.7 - Variação dos fatores de redução das propriedades mecânicas do aço com aumento da temperatura

Relativamente ao betão e ao aço em varão, apresenta-se na Figura 5.8, a comparação entre os fatores de redução das respetivas tensões de resistência à compressão e cedência do aço. O aço em varão apresenta uma maior e mais rápida redução que o aço em perfil, sendo a tensão de cedência afetada logo a partir dos 300 °C. Já o betão regista uma redução da resistência à compressão a partir dos 100 °C. Como se pode verificar, o betão é significativamente mais afetado nas suas propriedades pelo aumento de temperatura do que o aço. No entanto, apresenta um excelente comportamento em situação de incêndio, uma vez que a sua condutividade térmica é cerca de 50 vezes inferior à do aço, demorando por conseguinte muito mais tempo a atingir níveis similares de temperatura.

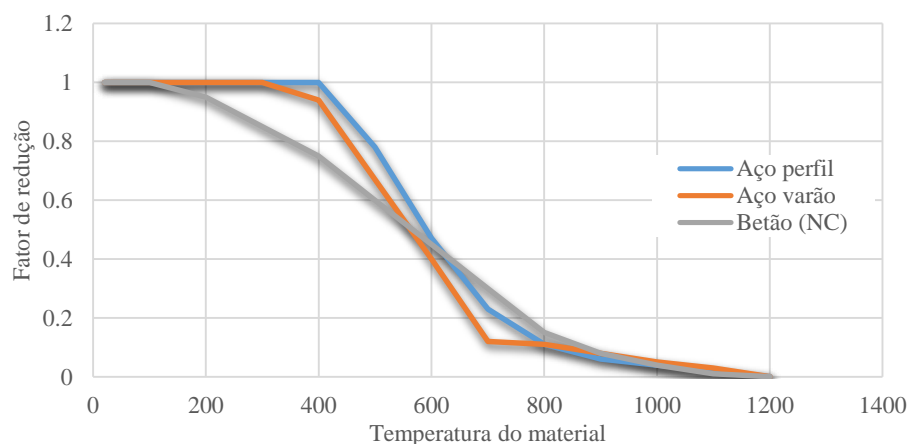


Figura 5.8 - Comparação da variação da tensão de cedência com a temperatura no aço em varão e perfil e da tensão resistente à compressão no betão.

Realça-se ainda, que a representação gráfica da variação dos fatores de redução com o aumento da temperatura é feita em tramos lineares, uma vez que é permitida a interpolação linear para os valores intermédios.

5.2. ANÁLISE ESTRUTURAL PELO MODELO SIMPLIFICADO

Tal como já foi referido, os Eurocódigos relativos aos materiais estruturais em situação de incêndio, tratam essencialmente das diferenças nas metodologias de cálculo aplicadas à temperatura ambiente e à temperatura elevada. Já foi também apresentado na secção 3.1 que a aplicação das partes 1-2 dos Eurocódigos não dispensa a consulta e conhecimento das respetivas partes 1-1, pelo que os métodos de cálculo prescritos para a temperatura ambiente apenas serão abordados quando considerado essencial.

Dado os diferentes níveis de aplicação dos modelos de cálculo simplificados nas ferramentas desenvolvidas para elementos metálicos e vigas mistas, estes serão abordados de forma distinta na presente secção.

Para as estruturas metálicas, para além da classificação da secção, serão abordados os dois métodos alternativos de análise dentro do modelo de cálculo simplificado indicados pela EN 1993-1-2, incidindo-se mais nos seus princípios e procedimentos inerentes à sua aplicação, sem relevância na formulação de cálculo.

Quanto às vigas mistas não revestidas de betão, será abordado para além da classificação da secção e do conceito de largura efetiva, apenas um método de análise, sendo este baseado na teoria da plasticidade com redução das propriedades mecânicas dos materiais. Relativamente a estes elementos já é feita uma explicação mais detalhada dos métodos e formulação de cálculo adoptados no presente trabalho. Realça-se que a abordagem apresentada não segue

5.2.1. Estruturas metálicas

A EN 1993-1-2 refere dois métodos para determinação da resistência estrutural em situação de incêndio. O primeiro é o método no domínio da resistência, em que para uma dada distribuição da temperatura na secção transversal do elemento, determina-se a sua capacidade resistente com base numa redução das propriedades mecânicas do material. O segundo método é o método no domínio da temperatura, e envolve a determinação da temperatura a partir da qual o elemento deixa de verificar os critérios de segurança estrutural, em função de um grau de utilização. Estes dois métodos serão explicados na secção 5.2.1.2 e secção 5.2.1.3 com maior detalhe.

Antes da abordagem das duas metodologias de cálculo, será explicada a forma de classificação das secções que tem repercussão na avaliação da capacidade resistente dos elementos metálicos.

5.2.1.1. Classificação das secções

A classificação das secções é de extrema importância, uma vez que os elementos metálicos apresentam geralmente secções esbeltas potencialmente causadores de fenómenos de encurvadura local, que podem levar a que o colapso ocorra antes de ser atingida a tensão de cedência do material. Assim sendo, a EN 1993-1-1 estipula que as secções devem ser classificadas de acordo com os esforços atuantes, a sua geometria e o parâmetro ε . O parâmetro ε pode ser determinado pela seguinte expressão (Franssen e Vila Real, 2010):

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \times \sqrt{\frac{E}{210000}} \quad (5.1)$$

em que f_y é a tensão de cedência do aço [MPa] e E é o módulo de elasticidade [MPa].

No caso do aço o módulo de elasticidade é considerado constante à temperatura ambiente, podendo-se simplificar a Expressão anterior para:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (5.2)$$

Em situação de incêndio tanto o módulo de elasticidade como a tensão de cedência são reduzidos por um fator de redução que é mais gravoso quanto maior for a temperatura (secção 5.1). Assim e aplicando os referidos fatores de redução resulta:

$$\varepsilon_\theta = \sqrt{\frac{235}{f_{y,\theta}}} \sqrt{\frac{E_\theta}{210000}} = \sqrt{\frac{235}{K_{y,\theta} f_y}} \sqrt{\frac{K_{E,\theta} E}{210000}} = \sqrt{\frac{K_{E,\theta}}{K_{y,\theta}}} \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (5.3)$$

A EN 1993-1-2 adota esta expressão para a determinação do parâmetro ε_θ , simplificando-a conforme apresentado em seguida:

$$\varepsilon_\theta = \sqrt{\frac{K_{E,\theta}}{K_{y,\theta}}} \sqrt{\frac{235}{f_y}} \approx 0.85 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (5.4)$$

Esta simplificação envolve a aproximação da relação entre o fator de redução do módulo de elasticidade e o fator de redução da tensão de cedência, cuja validade vem comprovada na Figura 5.9.

Assim, a única diferença entre a classificação das secções à temperatura ambiente e em situação de incêndio é a afetação das propriedades resistentes pelo coeficiente redutor de 0,85, sendo o método de classificação proposto na EN 1993-1-2 independente da temperatura que o elemento apresenta num dado instante e consequentemente invariável durante o período de exposição ao fogo.

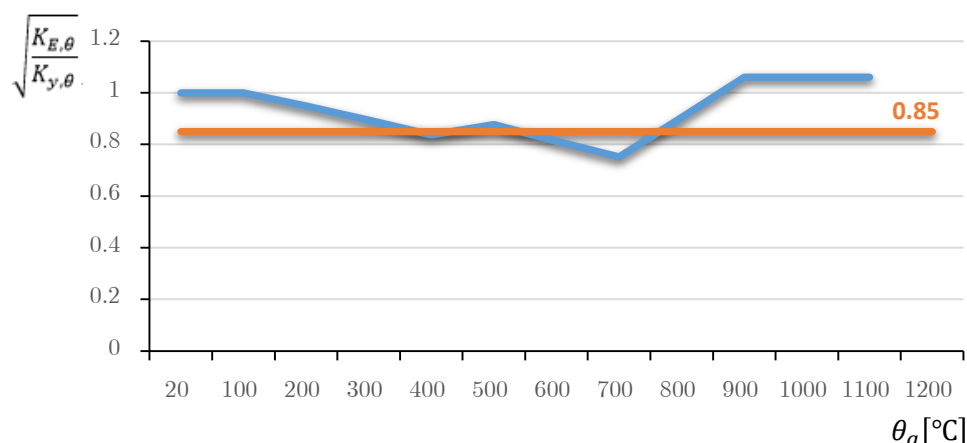


Figura 5.9 – Variação real da relação $\sqrt{\frac{K_{E,\theta}}{K_{y,\theta}}}$ em função da temperatura do elemento em aço.

5.2.1.2. Análise no domínio da resistência

A análise no domínio da resistência baseia-se na aplicação do critério de aceitação da expressão (3.5), (Secção 3.5).

Em situação de incêndio o valor do coeficiente parcial de segurança das propriedades resistentes dos materiais $\gamma_{M,fi}$ é unitário.

A resistência em situação de incêndio deve ter em conta os fatores de redução das propriedades mecânicas do aço, correspondentes à temperatura que o elemento apresenta no instante de tempo t . Isto significa que por este método, a determinação das necessidades de proteção de um elemento metálico segue um procedimento iterativo de cálculo semelhante ao ilustrado na Figura 5.10.

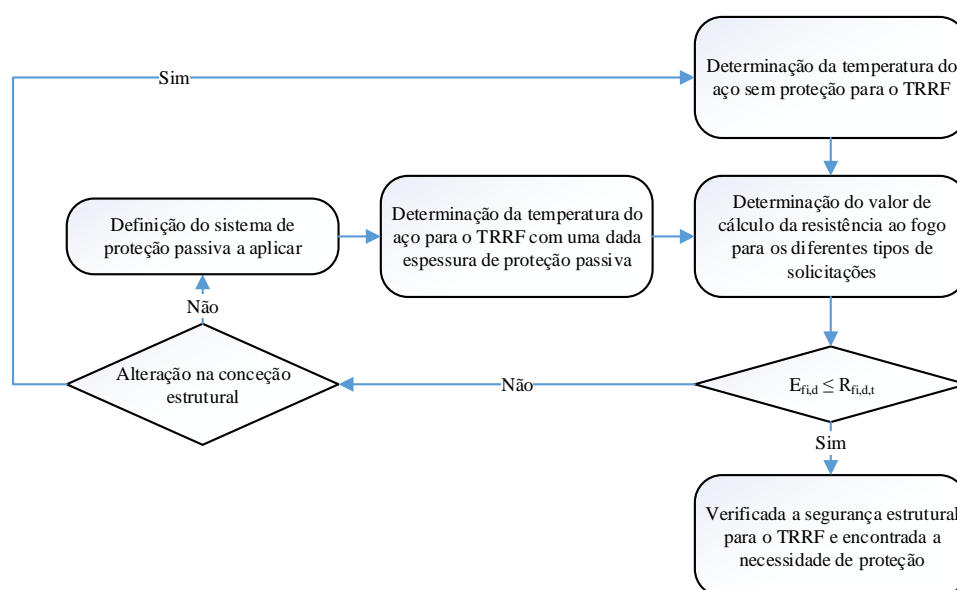


Figura 5.10 - Verificação da segurança estrutural ao fogo com base numa análise no domínio da resistência.

Quando a análise é realizada ao nível da secção na determinação da capacidade resistente, o Eurocódigo fornece expressões para as distribuições uniformes e não uniformes de temperatura. Em ambos os casos devem ser aplicados os coeficientes de redução da tensão de cedência do aço. Com uma distribuição não uniforme de temperatura o cálculo pode ser feito pelo somatório da contribuição das áreas com temperaturas diferenciadas.

Quando a análise é feita ao nível do elemento, para além da redução da tensão de cedência deve ser contabilizada a redução do módulo de elasticidade, fazendo com que em situações de instabilidade estrutural, não exista relação linear entre a temperatura e a capacidade resistente.

Destacam-se também outras diferenças relativamente ao cálculo preconizado pela EN 1993-1-1, no que diz respeito a fenómenos de encurvadura por compressão e de encurvadura lateral. Em situação de incêndio e consoante o fenómeno, são aplicadas curvas de encurvadura diferentes, sendo o fator de imperfeição (α) invariável com a geometria do elemento e calculado através da expressão (4.41)

$$\alpha = 0,65 \sqrt{235/f_y} \quad (5.5)$$

O valor deste fator em situação de incêndio é tipicamente superior ao valor em condições de temperatura ambiente, com exceção dos casos em que a curva de encurvadura é tipo *d*. O aumento do fator α aliado à redução do módulo de elasticidade, dá ainda maior relevância aos fenómenos de encurvadura em elementos expostos à ação do fogo.

No caso da encurvadura por compressão a EN 1993-1-2 estipula que o comprimento de encurvadura (l_{fi}) de um pilar em situação de incêndio deve ser determinado como à temperatura normal.

No entanto num pórtico contraventado, como é o exemplo do pórtico da Figura 5.11, os pilares com continuidade e que teriam um comprimento de encurvadura igual a L , poderá considerar-se igual a $0,5L$, onde L é a distância entre pisos. Esta consideração deve-se ao fato de em situação de incêndio e nos pisos onde os tramos dos pilares estão submetidos à ação do fogo, haver uma redução do módulo de elasticidade, diminuindo a rigidez desse tramo de pilar, face aos tramos adjacentes. Como tal e desde que a resistência ao fogo dos elementos que separam os compartimentos de incêndio não seja inferior à resistência ao fogo do pilar, a diferença na rigidez que se irá verificar entre elementos, justifica que se possa considerar o tramo como encastrado.

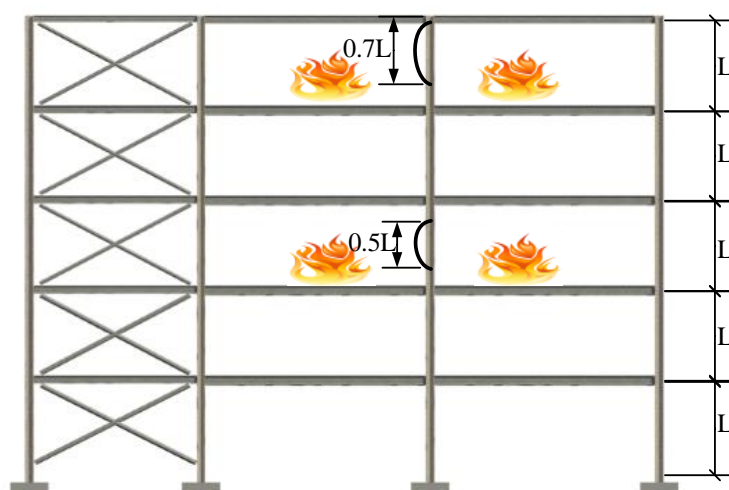


Figura 5.11 - Comprimentos de encurvadura de pilares em estruturas porticadas em situação de incêndio

Importa realçar que a EN 1993-1-2 apenas identifica as principais diferenças e critérios adicionais em relação ao dimensionamento dos elementos à temperatura ambiente, devendo ser utilizada em conjunto com as normas EN 1993-1-1 e a EN 1991-1-2.

Na Tabela 5.2 destacam-se então as verificações presentes na EN 1993-1-1 que não são abordadas na correspondente norma para situação de incêndio.

Tabela 5.2- Verificações de segurança em estruturas metálicas não contempladas na EN 1993-1-2.

Ao nível da secção	Ao nível do elemento
Compressão; Flexão desviada; Torção; Flexão com esforço transversal; Flexão composta com esforço transversal.	Encurvadura por esforço transversal em almas sem reforços intermédios; Torção; Combinação flexão com torção.

Em Franssen e Vila Real (2010) (Franssen e Vila Real, 2010) (Franssen e Vila Real, 2010), são apresentados os procedimentos de cálculo para efetuar estas verificações em situação de incêndio, e que se baseiam na adaptação das fórmulas utilizadas à temperatura ambiente, utilizando os valores das propriedades dos materiais reduzidas.

5.2.1.3. Análise no domínio da temperatura

Este método baseia-se na determinação da temperatura que conduz à situação de colapso do elemento, em função do seu grau de utilização. Trata-se de um método com um campo de aplicação mais reduzido, sendo aplicável apenas para distribuições uniformes de temperatura na secção transversal de um elemento e para elementos não suscetíveis a fenómenos de encurvadura.

O grau de utilização (μ_0) pode ser definido como o rácio entre os esforços atuantes determinados para a situação de incêndio ($E_{fi,d}$) e a capacidade resistente do elemento em situação de incêndio mas para o instante de tempo inicial ($R_{fi,d,0}$), em que o elemento se encontra à temperatura ambiente.

A expressão indicada na EN 1993-1-2 para a determinação da temperatura crítica do elemento sob um determinado tipo de solicitação é dada pela expressão seguinte:

$$\theta_{a,cr} = 39,19 \ln \left[\frac{1}{0,9674\mu_0^{3,833}} - 1 \right] + 482 \quad (5.6)$$

em que $\theta_{a,cr}$ é a temperatura crítica do elemento para o tipo de solicitação em análise e μ_0 é o grau de utilização para o instante $t = 0s$ ($\mu_0 \geq 0,013$).

Para compreender melhor a origem desta expressão vai ser utilizado um exemplo simples que é apresentado em Franssen e Vila Real (2010).

Considerando o caso de um elemento à tração, a resistência do elemento à tração ($N_{fi,\theta,Rd}$), atendendo à aplicação do fator de redução da tensão de cedência do aço ($K_{y,\theta}$), é dada por:

$$N_{fi,\theta,Rd} = \frac{AK_{y,\theta}f_y\gamma_{M,0}}{\gamma_{M,0}\gamma_{M,fi}} \quad (5.7)$$

em que A é a área da secção transversal; $\gamma_{M,0}$ é o coeficiente parcial de segurança recomendado pela EN 1993-1-1 igual a 1 e $\gamma_{M,fi}$ é o coeficiente parcial de segurança recomendado pela EN 1993-1-2 igual a 1.

Simplificando a Expressão e resolvendo-a em ordem a $K_{y,\theta}$ obtém-se:

$$K_{y,\theta} = \frac{N_{fi,\theta,Rd}}{Af_y} \quad (5.8)$$

Uma vez que a temperatura crítica é atingida quando o elemento está solicitado à sua máxima capacidade resistente, pode considerar-se $N_{fi,\theta,Rd} = N_{fi,Ed} = E_{fi,d}$. Sendo a capacidade resistente em condições de incêndio ($N_{fi,\theta,Rd}$) para o instante $t = 0s$ igual à capacidade resistente em estado limite último ($N_{fi,\theta,Rd} = Af_y$), obtém-se:

$$K_{y,\theta} = \frac{E_{fi,d}}{R_{fi,d,0}} = \mu_0 \quad (5.9)$$

Note-se que esta relação linear apenas é possível para elementos que não estão sujeitos a fenómenos de encurvadura, já que nesses casos para além da redução da tensão de cedência teríamos também a redução do módulo de elasticidade.

Uma vez obtido o fator de redução da tensão de cedência, rapidamente se poderia consultar a Tabela 5.1 e retirar a temperatura crítica do elemento. No entanto, os valores desta tabela foram obtidos experimentalmente e não variam de forma linear com a temperatura. Será então necessária uma expressão que aproxime a variação do fator de redução da tensão de cedência com a temperatura. Em (Franssen e Vila Real, 2010) é indicada a Expressão que define essa aproximação:

$$K_{y,\theta} = \left\{ 0,9674 \left(e^{\frac{\theta_a - 482}{39,19}} + 1 \right) \right\}^{-1/3,833} \leq 1 \quad (5.10)$$

Resolvendo esta equação em função da temperatura do aço obtemos a seguinte expressão:

$$\theta_{a,cr} = 39,19 \ln \left[\frac{1}{0,9674 K_{y,\theta}^{3,833}} - 1 \right] + 482 \quad (5.11)$$

Uma vez que para casos em que o elemento não está sujeito a fenómeno de encurvadura $K_{y,\theta}$ pode ser considerado igual a μ_0 , Expressão (5.9), obtemos a Expressão indicada pelo Eurocódigo para determinar a temperatura crítica dos elementos.

No caso de elementos sujeitos a fenómenos de encurvadura, como elementos em compressão ou sujeitos a encurvadura lateral este processo pode ser utilizado de forma iterativa, da forma indicada na Figura 5.12.

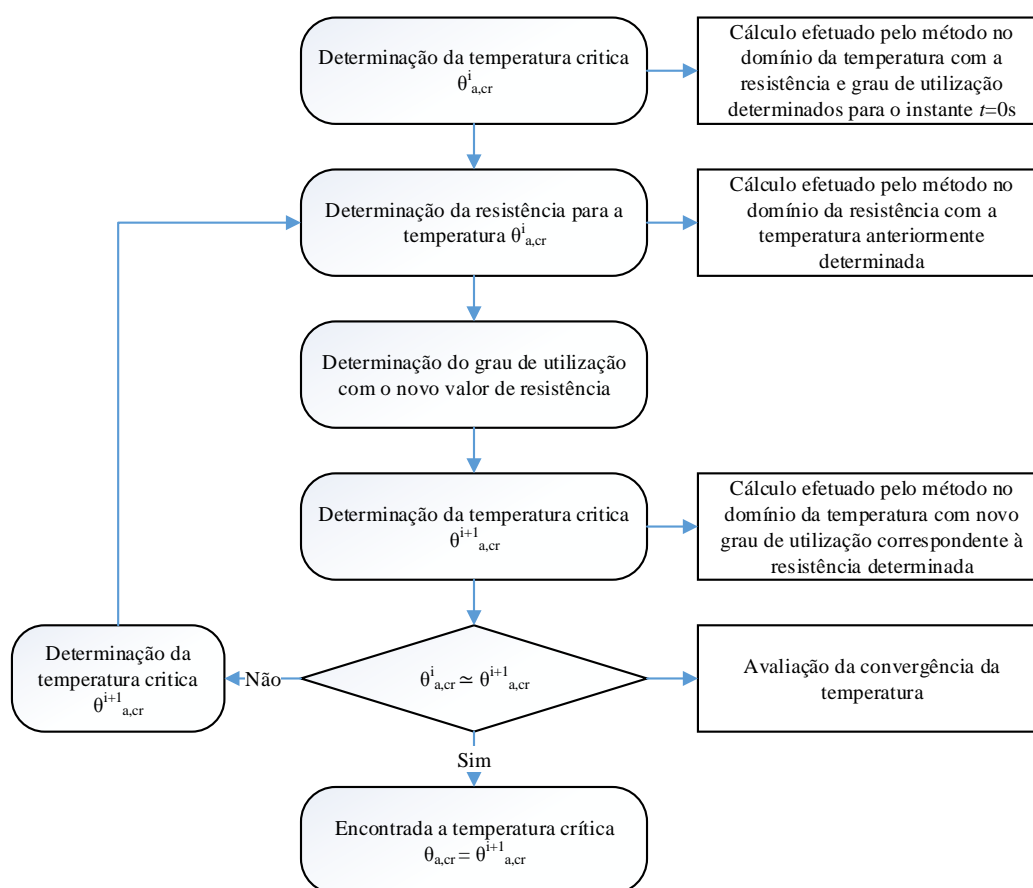


Figura 5.12 - Procedimento iterativo para determinação da temperatura crítica em elementos sujeitos a encurvadura.

Salienta-se ainda que o Anexo Nacional da EN 1993-1-2 estipula que caso não seja efetuado o cálculo da temperatura crítica deve ser considerado para elementos, das Classes 1,2 e 3, os seguintes limites:

- Elementos tracionados e vigas em que a encurvadura lateral não é um potencial modo de colapso:
 - 540 °C para todas as categorias de edifícios exceto os destinados a armazenamento.
 - 525 °C para os edifícios exceto os destinados a armazenamento.
- Para todas as outras situações e em particular para elementos suscetíveis de fenómenos de instabilidade:
 - 500 °C.

5.2.2. Vigas mistas

Relativamente às vigas mistas constituídas por perfil metálico sem revestimento de betão, a EN 1994-1-2 estipula que devem ser feitas as verificações em situação de incêndio, indicadas na Tabela 5.3.

Tabela 5.3- Verificações de segurança a efetuar em vigas mistas constituídas por perfil metálico sem revestimento de betão segundo a EN 1994-1-2.

Ao nível da secção	Ao nível do elemento
Resistência à flexão; Resistência à flexão com esforço transversal; Resistência ao esforço transversal; Resistência ao corte longitudinal na laje de betão.	Encurvadura por esforço transversal; Resistência da conexão.

O presente trabalho focou-se essencialmente na parte metálica da estrutura, pelo que não será detalhada a verificação ao corte longitudinal da laje de betão. Como já foi referido, o betão acaba por ser menos afetado numa situação de incêndio do que a parte metálica, uma vez que o aumento de temperatura neste material é substancialmente inferior.

Analisando a lista de verificações a efetuar, verifica-se que a EN 1994-1-2 exclui a encurvadura lateral da lista de fenómenos relevantes para a verificação da segurança em situação de incêndio. Nestes elementos pode-se considerar que o banzo superior está travado pela laje na presença de momentos positivos, e na presença de momentos negativos em zonas de apoios com continuidade, o gradiente desses momentos até se anularem é geralmente muito elevado, sendo diminuto o comprimento da viga sujeito a este fenómeno de encurvadura (Lennon, Moore et al., 2007).

Para a análise estrutural de vigas mistas seguindo o modelo de cálculo simplificado, existem duas metodologias: um método no domínio da resistência e um método no domínio da temperatura. No presente trabalho apenas será abordado o preconizado pelo primeiro método.

O método pelo domínio da resistência assenta na teoria da plasticidade, apresentando limitações nas várias verificações a efetuar, nomeadamente no que diz respeito à classe da secção mista. Para além desse aspeto será também recordado o conceito de largura efetiva. Este parâmetro não apresenta qualquer alteração na forma como é determinado em situação de incêndio, mas dada a sua importância para determinação da capacidade resistente das vigas mistas pelo método simplificado,

é feita uma breve descrição deste parâmetro sem no entanto entrar no campo de formulação de cálculo.

5.2.2.1. Classe da seção e largura efetiva

Os critérios de classificação da seção mista definidos na EN 1994-1-1 mantêm-se válidos para a situação de incêndio, devendo-se naturalmente efetuar a classificação dos banzos e da alma do perfil de acordo com a EN 1993-1-2.

A largura efetiva (b_{eff}) não apresenta qualquer alteração relativamente ao estipulado para condições de temperatura ambiente. Este parâmetro é essencial para determinar a secção da laje de betão que contribui para o funcionamento misto da viga tal como ilustra a Figura 5.13.

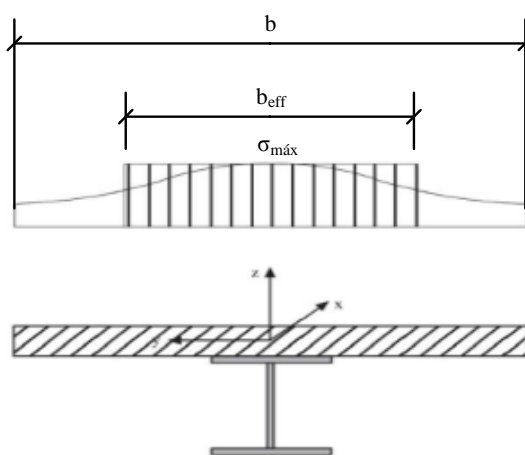


Figura 5.13 - Distribuição das tensões de corte longitudinais na laje de betão em vigas mistas (adaptado de Pais Martins Pinto (2009)).

Nesta figura apresenta-se a distribuição das tensões normais na laje de betão de largura b , que varia por efeito de *shear-lag*, e uma distribuição imaginária e uniforme de tensões de valor igual à máxima, numa largura denominada de largura efetiva.

Também é importante perceber que esta distribuição não é uniforme ao longo do comprimento das vigas, conforme representado na Figura 5.14. Por este motivo são geralmente consideradas larguras efetivas diferentes consoante a posição no vão.

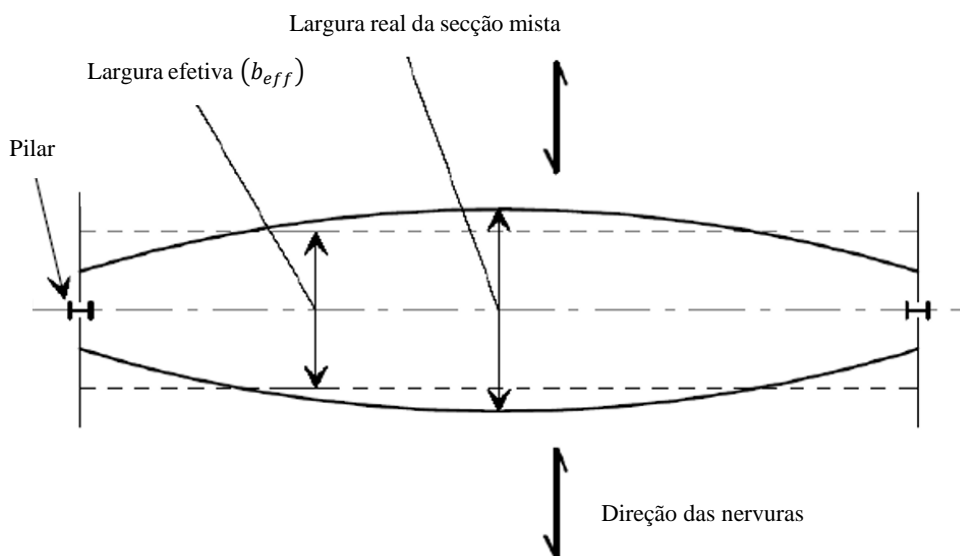


Figura 5.14 - Distribuição das tensões de compressão na laje colaborante ao longo do comprimento da viga mista.

As larguras efetivas podem ser determinadas de acordo com a secção (5.4.1.2) da EN 1994-1-1.

5.2.2.2. Resistência ao corte dos conectores

Para que haja a garantia da transmissão do esforço de corte rasante entre o perfil metálico e a laje de betão, é fundamental a determinação da resistência dos conectores a temperatura elevada.

A EN 1994-1-2 estipula que para determinação da resistência ao corte dos conectores soldados ao perfil metálico em situação de incêndio ($P_{fi,Rd}$), tanto em lajes maciças como colaborantes, devem utilizar-se os valores obtidos para condições de temperatura ambiente, aplicando-se os fatores de redução do aço e betão, tal como indicado seguidamente:

$$P_{fi,Rd} = \min \begin{cases} P_{fi,Rd,aço} = 0,8 \cdot K_{u,\theta} \cdot P_{Rd,aço} \\ P_{fi,Rd,betão} = K_{c,\theta} \cdot P_{Rd,betão} \end{cases} \quad (5.12)$$

em que:

- $K_{u,\theta}$ fator de redução da tensão última resistente do aço estrutural do conector (considera-se de comportamento igual sob temperaturas elevadas ao aço do perfil metálico);
- $P_{Rd,aço}$ resistência ao corte do conector em aço para estado limite último;
- $K_{c,\theta}$ fator de redução da tensão resistente à compressão do betão;
- $P_{Rd,betão}$ resistência por esmagamento do betão para estado limite último.

Na Figura 5.15 estão representados casos de rotura da conexão por esmagamento do betão e por corte do aço do conector.

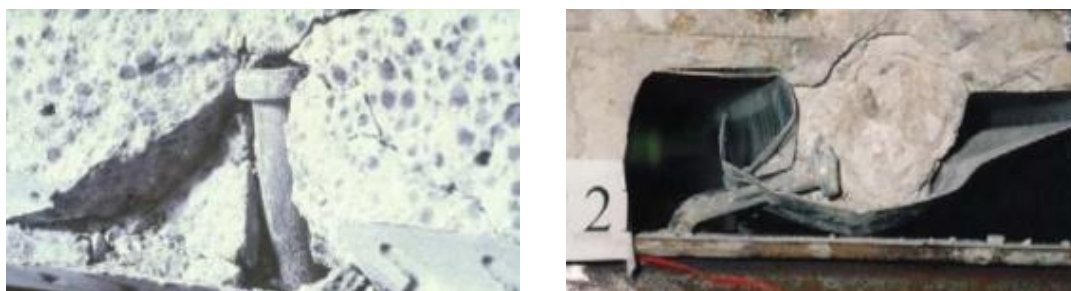


Figura 5.15- Casos de rotura por esmagamento do betão e corte dos conectores (Calado, 2008).

Recorda-se que as temperaturas a considerar para o aço do conector e para o betão envolvente são função do desenvolvimento da temperatura do perfil metálico, da forma indicada na secção 4.3.2.

A resistência de cálculo do corte do conector e do esmagamento do betão, em vigas mistas com lajes maciças, deve ser feito de acordo com as Expressões (5.49) e (5.50) indicadas na EN 1994-1-1:

$$P_{Rd,aço} = \frac{0,8 f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_V} \quad (5.13)$$

$$P_{Rd,betão} = \frac{0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_V} \quad (5.14)$$

onde:

$$\alpha = 0,2 \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{para } 3 \leq h_{sc}/d \leq 4$$

$$\alpha = 1 \quad \text{para } h_{sc}/d > 4$$

em que:

f_u tensão última resistente do aço do conector;

d diâmetro da espiga do conector;

γ_V coeficiente parcial de segurança cujo valor recomendado pela EN 1994-1-1 é 1,25, devendo em situação de incêndio ser substituído por 1,0;

f_{ck} Valor da tensão resistente característica à compressão do betão;

E_{cm} módulo de elasticidade secante do betão.

É interessante verificar que tanto para a resistência ao corte do conector como para a resistência por esmagamento do betão, considera-se, em situação de incêndio, um aumento da capacidade resistente pela alteração dos coeficientes parciais de segurança, isto enquanto as temperaturas atingidas não geram a redução das propriedades mecânicas dos materiais. No entanto para o caso do corte dos conectores, apesar de se substituir o coeficiente de redução 1/1,25 por 1, acrescenta-se a afetação do fator 0,8 que é numericamente igual a 1/1,25. Desta forma, em situação de incêndio o modo de

rotura para a conexão que em estado limite último ocorre pelo esmagamento do betão, pode passar a ocorrer pelo corte no aço do conector. Para além disso, como a redução das propriedades do aço é mais rápida do que no betão, devido ao melhor comportamento térmico do betão, o modo de rotura condicionante para a resistência da conexão com o aumento do tempo de exposição ao fogo, será tendencialmente o corte do aço do conector.

Ainda relativamente à resistência ao corte dos conectores em estado limite último, deve-se referir que quando a laje de betão é colaborante, a resistência em estado limite último para as lajes maciças, deve ser afetada de coeficientes de redução. Nas zonas nervuradas, onde se encontram os conectores, existe uma menor quantidade de betão envolvente e uma diferente distribuição das forças nos conectores, tal como ilustra a Figura 5.16.

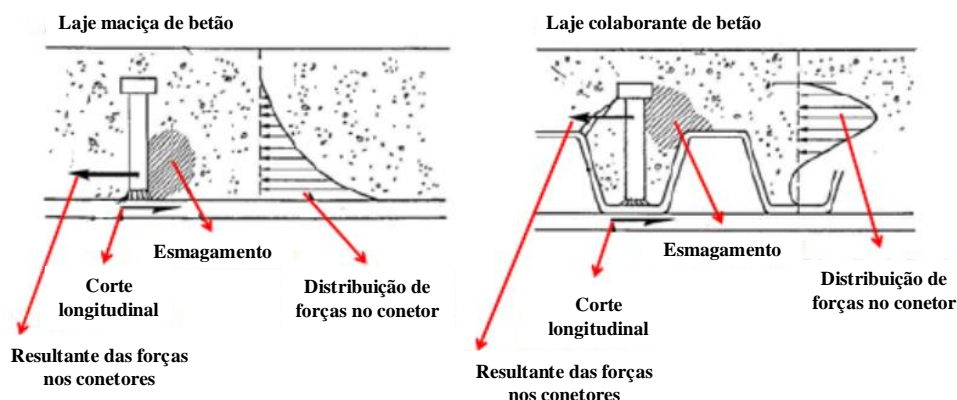


Figura 5.16 - Distribuição de tensões nos conectores (adaptado de Salvado Ferreira (2012)).

Para atender a esta redução da força, a EN 1994-1-1 indica as Expressões (5.15) e (5.16) para a determinação do coeficiente de redução para nervuras paralelas à viga metálica (K_l) e do coeficiente de redução para nervuras perpendiculares à viga metálica (K_t), respectivamente.

$$k_l = 0,6 \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1,0 \quad (5.15)$$

em que:

b_0 ; h_{sc} e h_p são as dimensões indicadas na Figura 5.17.

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \quad (5.16)$$

em que:

b_0 ; h_{sc} e h_p são as dimensões indicadas na Figura 5.18;

n_r número de conectores numa nervura na interseção com a viga (≤ 2).

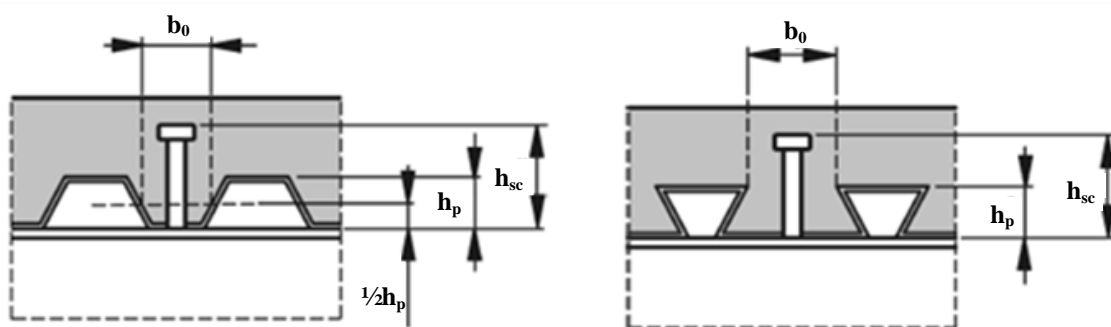


Figura 5.17 - Parâmetros geométricos para a determinação do coeficiente de redução da resistência dos conectores para nervuras paralelas à viga mista (adaptado da EN 1994-1-1).

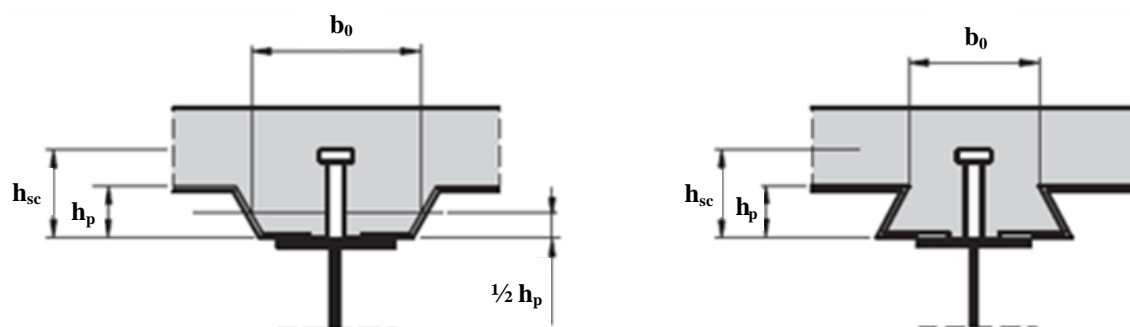


Figura 5.18 - Parâmetros geométricos para a determinação do coeficiente de redução da resistência dos conectores para nervuras perpendiculares à viga mista (adaptado da EN 1994-1-1).

A EN 1994-1-1 estipula ainda os limites apresentados na Tabela 5.4, para a redução da resistência da conexão quando as nervuras são perpendiculares às vigas, sendo estes função do número de conectores por fila, do diâmetro do conector e do método de execução dos conectores, isto é, se são soldados através da chapa colaborante ao perfil ou se são soldados ao perfil e com a chapa colaborante furada.

Tabela 5.4- Limites para os coeficientes de redução da resistência dos conectores com nervuras perpendiculares às vigas (adaptado da EN 1994-1.1).

Número de conectores por nervura (n_r)	Espessura da chapa t [mm]	Conectores de diâmetro não superior a 20 mm e soldados através das chapas perfiladas de aço	Chapas perfiladas furadas e conectores com diâmetros de 19 mm ou 22 mm
1	$\leq 1,0$	0,85	0,75
	$> 1,0$	1,00	0,75
2	$\leq 1,0$	0,70	0,60
	$> 1,0$	0,80	0,60

5.2.2.3. Efeito de conexão parcial

De acordo com a EN 1994-1-2 o efeito da conexão parcial pode ser levado em consideração no comportamento à flexão da viga em particular na determinação dos valores dos momentos positivos e negativos. No entanto, na norma não é apresentado qualquer método para a quantificação do grau de conexão e a sua influência na determinação da resistência à flexão da secção, pelo que se adotou o estipulado na EN 1994-1-1, considerando as propriedades dos materiais em situação de incêndio.

O valor de cálculo do momento resistente de uma secção mista está diretamente relacionado com o número de conetores existentes num determinado comprimento crítico e com a respetiva força resistente ao corte. Este comprimento crítico é o comprimento entre secções críticas, definidas pela EN 1994-1-1 como:

- secções de momento fletor máximo;
- apoios;
- secções sujeitas a cargas concentradas ou reações;
- zonas de mudança brusca da secção transversal.

A resistência da conexão ao longo do comprimento crítico limita a força de compressão no banzo de betão. Numa análise plástica da secção mista, a força de compressão no banzo de betão depende da posição do eixo neutro, a qual por sua vez, no caso de solicitações que geram momentos positivos é função da relação entre a força máxima de tração no perfil metálico (R_a) e a força máxima de compressão no betão (R_c), tal como ilustrado na Figura 5.19.

Pelo equilíbrio interno de forças, caso $R_c \geq R_a$ o eixo neutro plástico (LN_{pl}) estará localizado no banzo de betão e a força de compressão existente no mesmo (N_{cf}) será igual a R_a . Já quando $R_a < R_c$ o eixo neutro plástico estará localizado no perfil metálico, passando N_{cf} a ser igual a R_c . Em ambos os casos, a força de compressão existente no banzo de betão é igual ao menor valor entre R_a e R_c .

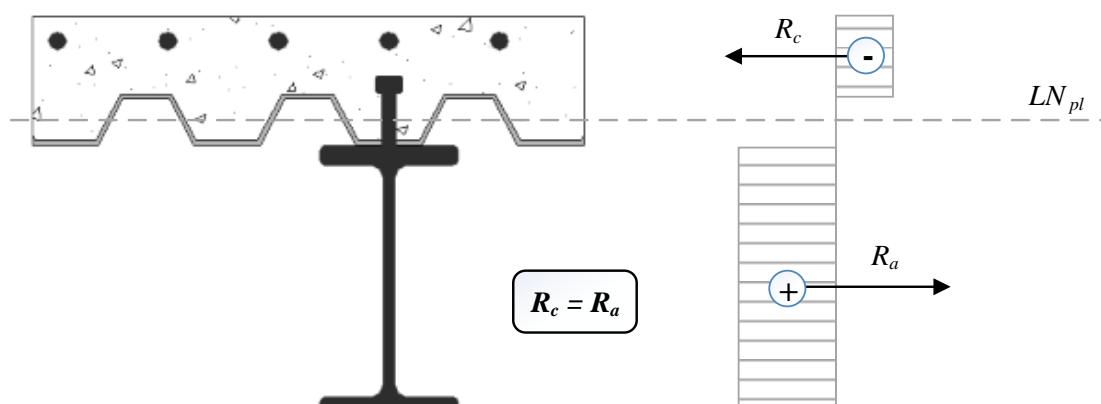


Figura 5.19- Equilíbrio de forças em vigas mistas segundo o cálculo orgânico e pela teoria da plasticidade.

Quando a resistência da conexão ao longo da secção (N_c), que é igual ao número de conetores no comprimento crítico vezes a força resistente ao corte dos mesmos é inferior a N_{cf} , significa que essa força de compressão não poderá existir no betão, estando neste caso limitada ao valor da resistência da conexão. Esta será uma situação de conexão parcial.

O grau de conexão (η) pode ser determinado pela seguinte Expressão:

$$\eta = \frac{N_c}{N_{cf}} \quad (5.17)$$

A Figura 5.20 representa a influência da variação do grau de conexão no momento fletor resistente, determinado pelo cálculo orgânico segundo a teoria da plasticidade.

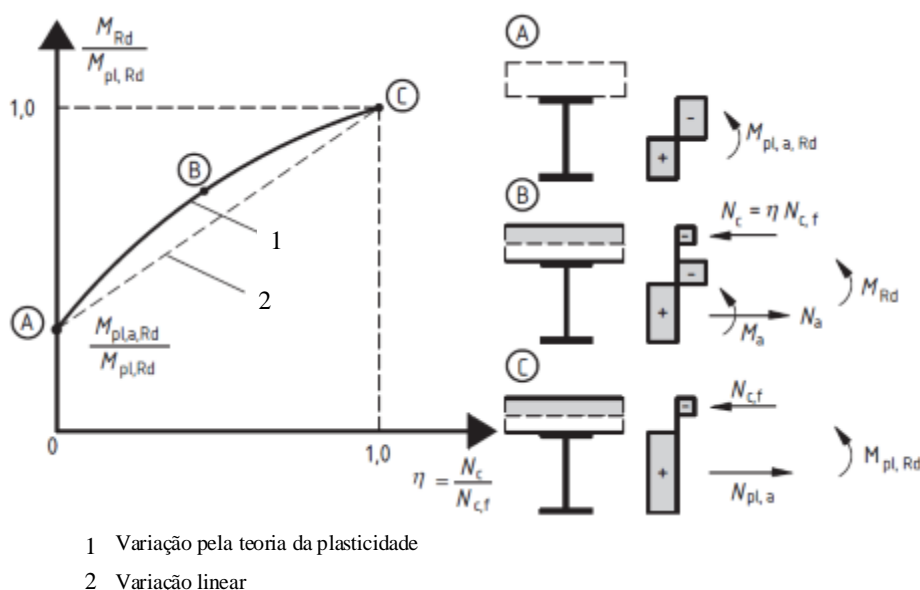


Figura 5.20 - Variação da capacidade resistente de uma viga mista em função do grau de conexão (adaptado da EN 1994-1-1).

No caso A, em que a conexão entre o perfil metálico e a laje de betão é nula, não existe o contributo da laje sendo o momento resistente igual ao momento plástico resistente do perfil metálico. No caso C, em que existe conexão total, o momento resistente é igual ao momento resistente plástico da secção mista, não havendo limitação no contributo do banzo de betão.

Nos casos intermédios, apresentados pelo caso B, existe uma limitação na força de compressão na laje, originando-se um eixo neutro na laje ($LN_{pl,c}$) e um outro eixo neutro no perfil ($LN_{pl,a}$), estando esta situação representada na Figura 5.21.

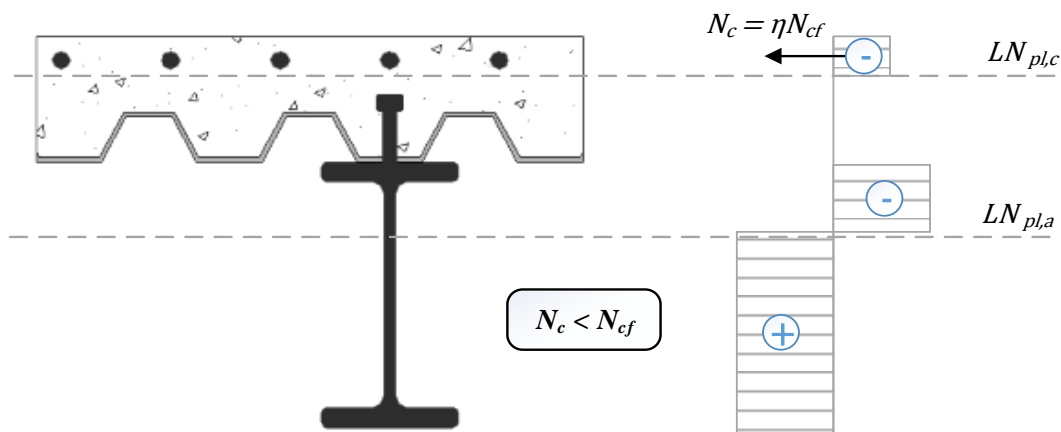


Figura 5.21 – Exemplo de equilíbrio de forças em vigas mistas com conexão parcial segundo o cálculo orgânico e pela teoria da plasticidade

Existem limitações na consideração dos efeitos de conexão parcial:

- 1) Uma viga mista apenas poderá ser dimensionada em conexão parcial se a ligação ao corte longitudinal for dúctil. De outra forma ocorreria uma rotura frágil quando a força de compressão no banzo de betão igualasse ou superasse a resistência da conexão. Com uma conexão dúctil deixa de haver um funcionamento totalmente monolítico, estando indicados na EN 1994-1-1 os critérios que conduzem a essa ductilidade.
- 2) Impossibilidade da consideração da conexão parcial em zonas de momentos negativos. Tanto na EN 1994-1-1 como em (Calado e Santos, 2010) é referido que a conexão parcial só é permitida para momento positivos, obrigando a que a conexão tenha resistência suficiente para que a armadura existente no banzo de betão plastifique em tração, sendo este um pressuposto assumido para que seja válida a aplicação do cálculo orgânico pela teoria da plasticidade. A justificação para que na zona de momentos negativos não seja permitida a conexão parcial pode ser atribuída a diversos motivos (Calado e Santos, 2010):
 - O momento fletor pode ser maior do que o previsto, nos casos em que o betão ainda não está fendilhado;
 - O endurecimento do aço à tração pode aumentar o valor do momento fletor;
 - O valor da tensão de cedência das armaduras pode ser maior do que o respetivo valor de cálculo;
 - Verificou-se em alguns ensaios experimentais e para grandes curvaturas a ocorrência de endurecimento do aço das armaduras.
- 3) Para valores pequenos do grau de conexão a variação do momento resistente da secção mista, expressa na Figura 5.20, deixa de ser válida. Segundo Calado e Santos (2010) isto deve-se ao elevado escorregamento que ocorre entre a laje e o perfil de aço para graus de conexão diminutos, dando-se com isso a rotura pelos conetores. A EN 1994-1-2 impõe que o grau de conexão mínimo em vigas mistas seja igual ou superior a 0,40.

5.2.2.4. Resistência da secção ao esforço transversal

Relativamente ao esforço transversal a EN 1994-1-2 indica que poderão ser utilizadas as prescrições de cálculo da EN 1994-1-1 com base na substituição de parâmetros indicada na Figura 5.22.

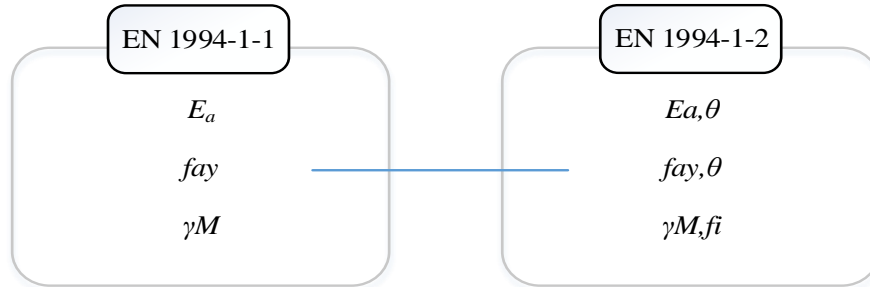


Figura 5.22 - Parâmetros a substituir nas expressões de cálculo da EN 1994-1-1 referentes ao esforço transversal para a situação de incêndio.

A resistência plástica ao esforço transversal em secções mistas é considerada igual à resistência da secção de aço ($V_{pl,a,Rd,fi}$). A inclusão do betão armado para efeitos da determinação da capacidade resistente terá de ser justificada.

No presente trabalho efetuou-se o cálculo da resistência ao esforço transversal atendendo apenas à área da alma do perfil metálico, conforme indicado na EN 1993-1-1, aplicando-se no entanto o fator η na determinação da área resistente, seguindo também as indicações da EN 1993-1-5 (2009):

$$V_{pl,a,Rd,fi} = \frac{\eta h_w t_w (f_{a,\gamma\theta} / \sqrt{3})}{\gamma_{M,fi}} \quad (5.18)$$

em que η toma um valor igual a 1.2 para classes de aço até S460 (EN 1993-1-5).

5.2.2.5. Resistência da secção à flexão

A EN 1994-1-2 fornece um método de cálculo para determinação do momento resistente à flexão que atende aos efeitos da temperatura na redução das propriedades dos materiais. Este método é baseado na teoria da plasticidade e é válido para todas as classes de secções com exceção da classe 4. No entanto, as expressões fornecidas apenas são válidas para os casos em que o eixo neutro está localizado na laje de betão, sendo dada a indicação de que poderá ser utilizado um método semelhante para outras posições do eixo neutro.

A distribuição de tensões na secção da viga mista em condições normais de temperatura, segue o esquema representado na Figura 5.23, podendo por vezes variar a tensão resistente entre os banzos e a alma como sucede com os perfis reconstituídos soldados (PRS) constituídos por diferentes tipos de aço na alma e banzos.

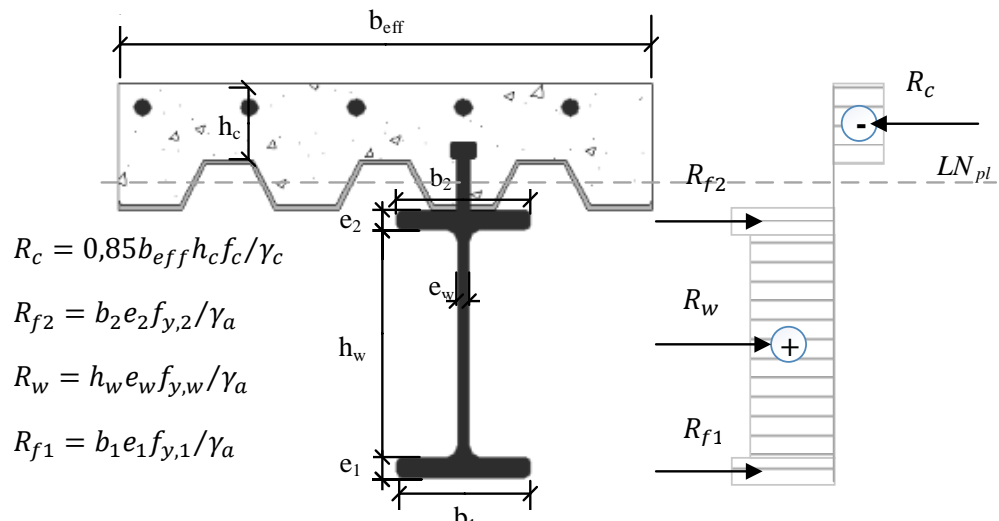


Figura 5.23 - Distribuição de tensões numa viga mista em condições de temperatura ambiente com perfil metálico do tipo PRS

Em vigas mistas, existe uma diferenciação entre a alma e os banzos, considerando-se que a elevação da temperatura ocorre de forma diferenciada de acordo com a massividade e as condições de exposição ao fogo destes elementos. Por outro lado, na laje de betão não é fidedigno assumir-se uma distribuição uniforme de temperatura na secção transversal. Como tal, deve ser consultada a tabela fornecida pela EN 1994-1-2 que indica as isotérmicas de acordo com a exposição ao fogo padrão (secção 4.3.2.3). Tendo em conta esta distribuição, deve ser identificada a camada de betão com temperatura inferior a 250 °C, podendo considerar-se que não está sujeita a uma redução de propriedades e como tal apresenta uma tensão uniforme segundo o bloco retangular de tensões. Para a zona de betão comprimida com temperatura superior a 250 °C deve ser considerada uma diminuição da resistência do betão por camadas de 10 mm de espessura, assumindo-se uma temperatura média para a mesma em consonância com a referida tabela.

A distribuição de tensões em situação de incêndio passa então a ter a forma representada na Figura 5.24.

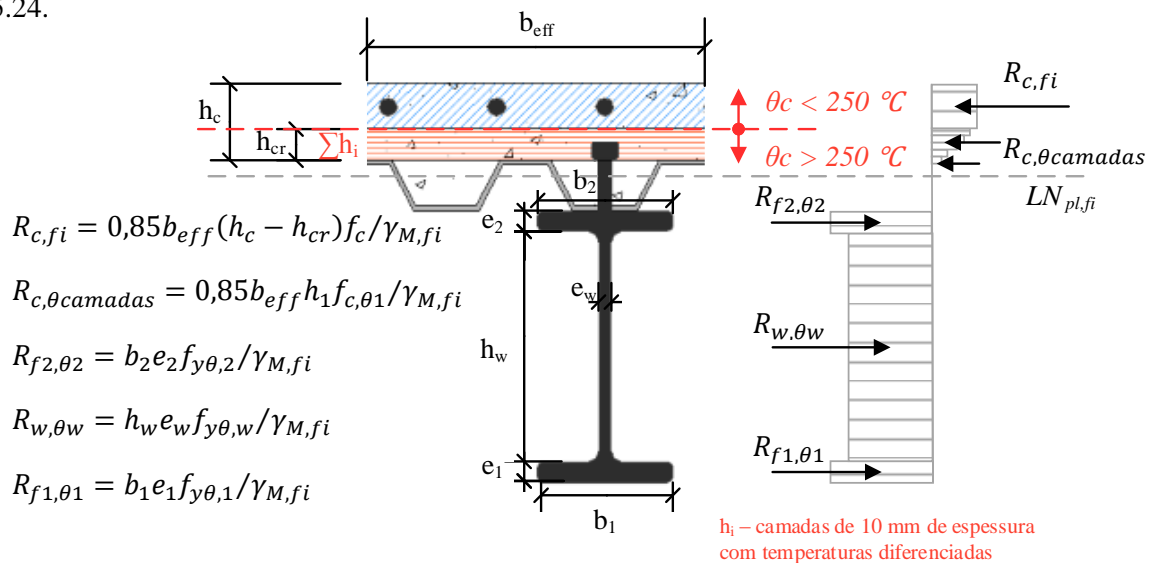


Figura 5.24 – Distribuição de tensões numa viga mista em situação de incêndio.

A distribuição não uniforme da tensão resistente do betão é representativa do comportamento de uma secção mista para um dado instante de exposição ao fogo, na situação em que existe o equilíbrio interno de forças entre o betão e o aço, resultando a localização do eixo neutro plástico na zona nervurada da laje de betão. No entanto o processo de análise ao fogo não é estacionário no tempo, tendo por isso de ser realizada uma análise da variação da posição do eixo neutro com o tempo de exposição ao fogo e da capacidade resistente. Este processo será incremental, com a determinação em cada instante das temperaturas diferenciadas nos vários elementos, resultando na diminuição das propriedades resistentes dos materiais e variação do posicionamento do eixo neutro e da capacidade resistente da secção mista, conforme ilustrado na Figura 5.25.

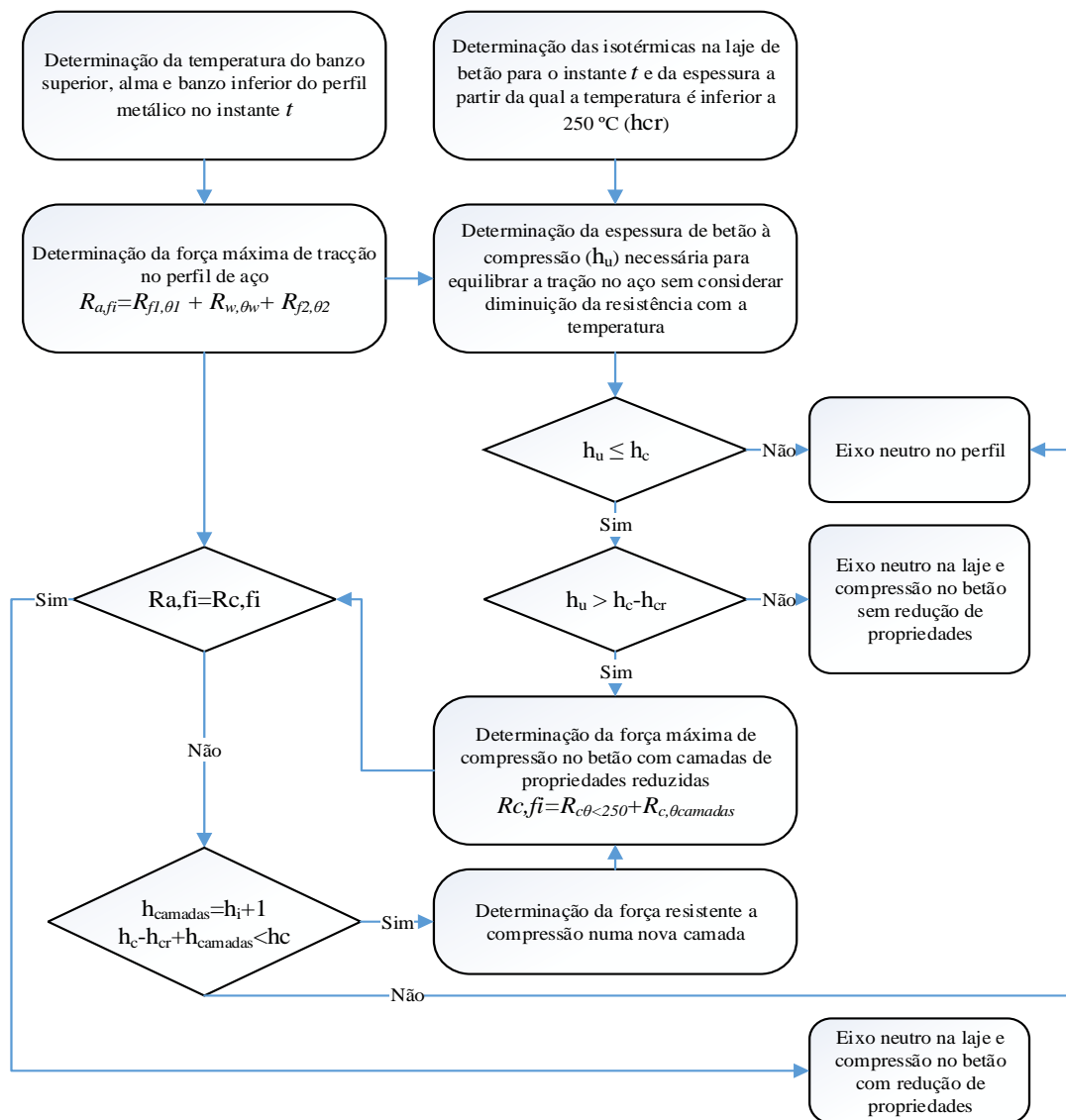


Figura 5.25 - Processo incremental para determinação da posição do eixo neutro em vigas mistas no instante de tempo t em situação de incêndio

O esquema apresentado apenas é para a determinação da capacidade resistente à flexão em momentos positivos e assumindo uma conexão total. Para os casos de conexão parcial é necessário adaptar o referido processo limitando-se a compressão máxima no betão.

Em seguida serão apresentadas as expressões de cálculo para determinação da capacidade resistente à flexão a momentos positivos e negativos para diferentes localizações do eixo neutro.

A- Resistência a momentos positivos

Na Figura 5.26 é apresentado um esquema genérico com a legenda dos principais parâmetros intervenientes nas expressões do cálculo orgânico.

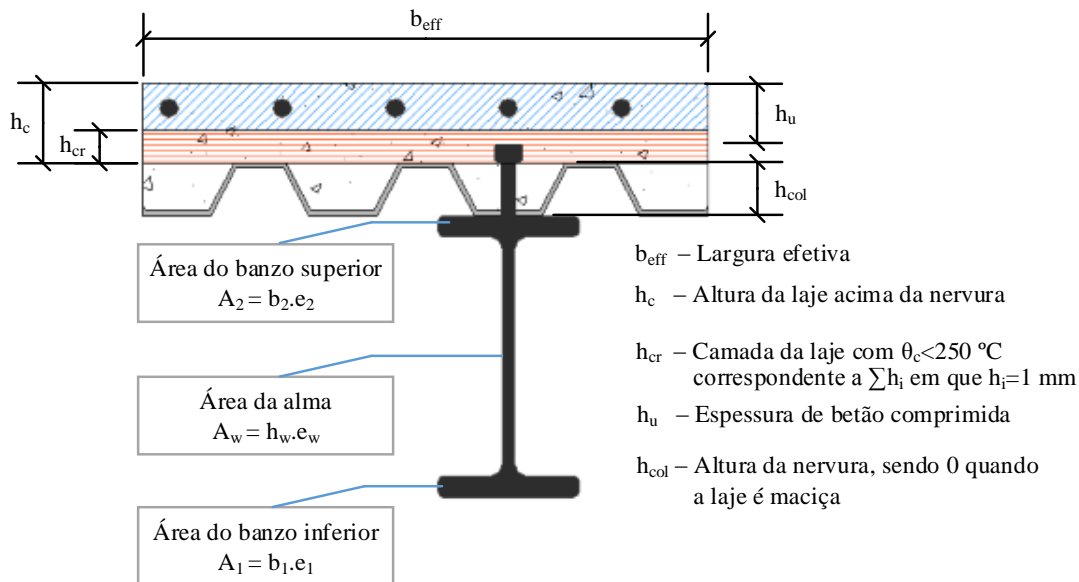


Figura 5.26 – Esquema de uma viga mista com identificação dos parâmetros mais relevantes para o cálculo da resistência a momentos positivos.

No cálculo orgânico de vigas mistas para momentos positivos e quando são utilizadas lajes mistas apenas foi considerada a parte maciça da laje na determinação da capacidade resistente à flexão da secção mista. Para além disso não foi levada em conta a armadura na zona do betão à compressão, nem o contributo da chapa colaborante. Também foi desprezado o eventual contributo do betão da laje à tração.

Para determinar a posição do eixo neutro é necessário calcular a força máxima de tração no perfil metálico ($R_{a,fi}$), a força máxima de compressão no betão ($R_{c,fi}$) e a resistência ao corte da conexão ao longo do comprimento critico até à secção considerada (N_c), indicando-se em seguida as expressões para o efeito:

$$R_{a,fi} = f_{y,\theta 1} A_1 + f_{y,\theta w} A_w + f_{y,\theta 2} A_2 \quad (5.19)$$

$$N_c = n_r L_{cr} P_{Rd,fi} \quad (5.20)$$

$$R_{c,fi} = 0,85 f_c b_{eff} (h_c - h_{cr}) + \sum_i^{h_{cr}} 0,85 f_{c,\theta} b_{eff} \cdot h_i \cdot E^{-3} \quad (5.21)$$

em que:

$f_{y,\theta 1}$ tensão de cedência reduzida no banzo inferior para temperatura atingida no instante t ;

$f_{y,\theta w}$ tensão de cedência reduzida na alma para temperatura atingida no instante t ;

- $f_{y,\theta 2}$ tensão de cedência reduzida no banzo superior para temperatura atingida no instante t ;
 n_r número de conectores por secção transversal;
 L_{cr} comprimento crítico;
 f_c tensão resistente à compressão do betão para temperatura ambiente;
 $f_{c,\theta}$ tensão resistente à compressão do betão para temperatura atingida na camada i para o instante t .

Recorde-se que $R_{c,fi}$ está limitado a N_c em situação de conexão parcial, ou seja:

$$\text{se } \eta = \frac{N_c}{\min\{R_{a,fi}, R_{c,fi}\}} < 1 \Rightarrow R_{c,fi} = N_c \quad (5.22)$$

Neste caso a espessura de betão comprimida (h_u) é determinada em função desta limitação e da variação da tensão resistente do betão em zonas com temperatura superior a 250 °C.

Em seguida apresentam-se as expressões de cálculo para determinação da capacidade resistente à flexão a momentos positivos em situação de incêndio, de acordo com o posicionamento do eixo neutro e com as temperaturas atingidas nos diversos elementos num dado instante.

A1- Eixo neutro na laje de betão

Quando a força máxima de compressão no betão é superior à força máxima de tração no perfil de aço, o eixo neutro plástico está localizado na laje, obtendo-se uma distribuição de tensões semelhante à ilustrada na Figura 5.27.

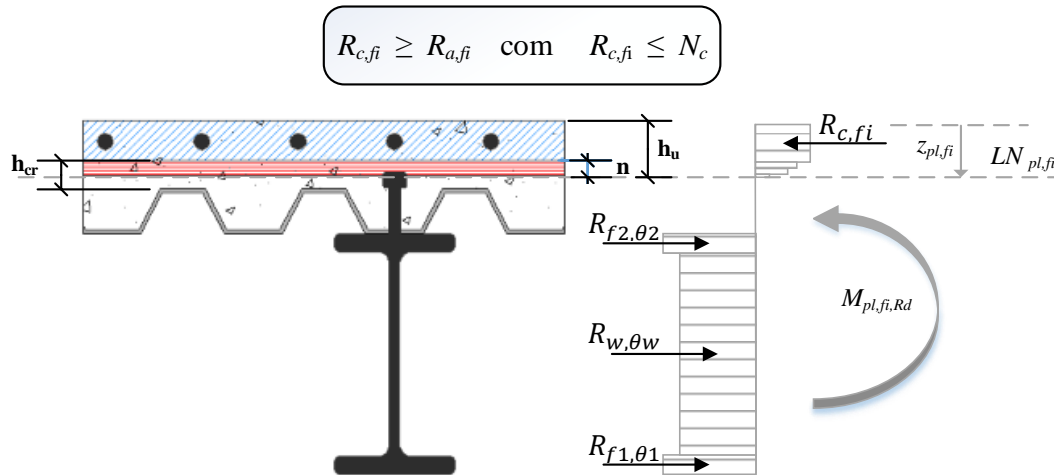


Figura 5.27 - Distribuição de tensões numa viga mista em situação de incêndio aplicando os princípios da teoria da plasticidade e segundo o método de cálculo simplificado admitindo o eixo neutro localizado na laje de betão.

O primeiro passo será a determinação do grau de conexão e estipular o limite da compressão no betão em função de uma eventual conexão parcial. Seguidamente efetua-se o equilíbrio interno de forças, ou seja:

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_{a,fi} = 0,85f_c b_{eff} h_u \Leftrightarrow h_u = \frac{R_{a,fi}}{0,85f_c b_{eff}} \quad (5.23)$$

Desta forma é determinada a espessura de compressão (h_u) necessária para o equilibrar as trações no perfil metálico, sem a redução da tensão resistente do betão devido à temperatura.

Se $h_u \leq (h_c - h_{cr})$ a distância da superfície superior da laje ao eixo neutro plástico ($z_{pl,fi}$), será:

$$z_{pl,fi} = h_u \quad (5.24)$$

O mesmo já não será válido se $h_u > (h_c - h_{cr})$, significando que a camada superior de betão com temperatura inferior a 250 °C no instante t é insuficiente para conseguir a compressão necessária no banzo de betão. Nestas circunstâncias, têm de ser adicionadas camadas de espessura h_i com uma redução da tensão resistente à compressão, até se chegar ao seguinte equilíbrio:

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_{a,fi} = 0,85f_c b_{eff}(h_c - h_{cr}) + \sum_i^n 0,85f_{c,\theta} b_{eff} \cdot h_i \cdot E^{-3} \quad (5.25)$$

em que é n é o número de camadas com espessura h_i igual a 10 mm de espessura, necessárias para igualar as forças de compressão no betão com as forças de tração no aço.

Assim sendo a distância da superfície superior da laje de betão ao eixo neutro plástico ($z_{pl,fi}$) passa a ser:

$$z_{pl,fi} = (h_c - h_{cr}) + n \cdot h_i \quad (5.26)$$

A capacidade resistente à flexão para momentos positivos, quando o eixo neutro está localizado na laje de betão, pode ser então determinada através da seguinte expressão:

$$\begin{aligned} M_{Pl,fi,Rd} = & f_{y,\theta 1} A_1 \left[\frac{e_1}{2} + h_w + e_2 + h_{col} + (h_c - z_{pl,fi}) \right] + \\ & + f_{y,\theta w} A_w \left[\frac{h_w}{2} + e_2 + h_{col} + (h_c - z_{pl,fi}) \right] + \\ & + f_{y,\theta 2} A_2 \left[\frac{e_2}{2} + h_{col} + (h_c - z_{pl,fi}) \right] + \\ & + 0,85f_c b_{eff}(h_c - h_{cr}) \left(\frac{h_c - h_{cr}}{2} + z_{pl,fi} - (h_c - h_{cr}) \right) + \\ & + M_{fi,Rd,camadas} \end{aligned} \quad (5.27)$$

onde:

$$M_{fi,Rd,camadas} = \sum_{i=1}^{h_{cr}} 0,85f_{c,\theta} b_{eff} \cdot i \cdot E^{-3} [z_{pl,fi} - (h_c - h_{cr}) - i \cdot E^{-3} + 0,5 \cdot E^{-3}] \quad (5.28)$$

A2- Eixo neutro no banzo superior do perfil metálico

Nas situações em que a força máxima de compressão no betão é inferior à força máxima de tração no perfil de aço, o eixo neutro plástico está localizado no perfil metálico. Se ainda assim for superior ao somatório da força de tração na alma com a força de tração no banzo superior, significa que apenas parte ou a totalidade do banzo superior do perfil estarão à compressão para se atingir o equilíbrio. Nestes circunstâncias a distribuição de tensões segue a forma apresentada na Figura 5.28, com o eixo neutro plástico localizado no banzo superior.

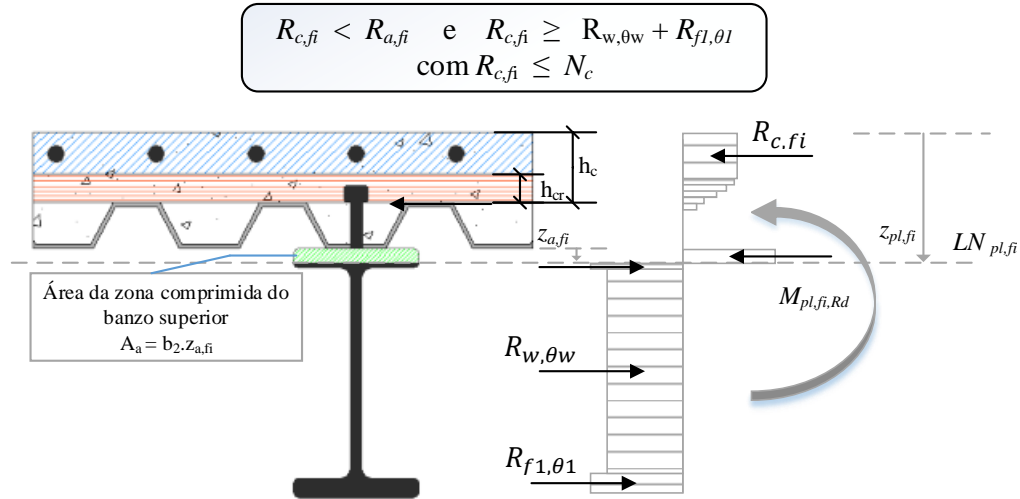


Figura 5.28 - Distribuição de tensões numa viga mista em situação de incêndio aplicando os princípios da teoria da plasticidade e segundo o método de cálculo simplificado admitindo o eixo neutro localizado no banzo superior do perfil.

Fazendo o equilíbrio interno das forças, tal como indicado na expressão seguinte, obtém-se a espessura do banzo superior que está à compressão ($z_{a,fi}$) e consequentemente o posicionamento do eixo neutro.

$$\begin{aligned}
 \sum F &= 0 \quad \Leftrightarrow R_{a,fi} - f_{y,\theta 2} A_a = R_{c,fi} + f_{y,\theta 2} A_a \Leftrightarrow \\
 &\Leftrightarrow f_{y,\theta 2} A_a = \frac{R_{a,fi} - R_{c,fi}}{2} \Leftrightarrow \\
 &\Leftrightarrow f_{y,\theta 2} b_2 z_{a,fi} = \frac{R_{a,fi} - R_{c,fi}}{2} \Leftrightarrow \\
 &\Leftrightarrow z_{a,fi} = \frac{R_{a,fi} - R_{c,fi}}{2 f_{y,\theta 2} b_2} \frac{e_2}{e_2} \Leftrightarrow \\
 &\Leftrightarrow z_{a,fi} = \frac{(R_{a,fi} - R_{c,fi}) e_2}{2 R_{f2,\theta 2}}
 \end{aligned} \tag{5.29}$$

A capacidade resistente à flexão para momentos positivos, quando o eixo neutro plástico está localizado no banzo superior do perfil pode ser determinada de acordo com a seguinte expressão:

$$\begin{aligned}
 M_{pl,fi,Rd} = & f_{y,\theta 1} A_1 \left[\frac{e_1}{2} + h_w + (e_2 - z_{a,fi}) \right] + \\
 & + f_{y,\theta w} A_w \left[\frac{h_w}{2} + (e_2 - z_{a,fi}) \right] + \\
 & + f_{y,\theta 2} b_2 (e_2 - z_{a,fi}) \left(\frac{e_2 - z_{a,fi}}{2} \right) + \\
 & + 0,85 f_c b_{eff} (h_c - h_{cr}) \left(\frac{h_c - h_{cr}}{2} + h_{cr} + h_{col} + z_{a,fi} \right) + \\
 & + M_{fi,Rd,camadas}
 \end{aligned} \tag{5.30}$$

onde:

$$\begin{aligned}
 M_{fi,Rd,camadas} = & \sum_{i=1}^{h_{cr}} 0,85 f_{c,\theta} b_{eff} \cdot i \\
 & \cdot E^{-3} [h_c - h_{cr} - i \cdot E^{-3} + 0,5 \cdot E^{-3} + h_{col} + z_{a,fi}]
 \end{aligned} \tag{5.31}$$

A3- Eixo neutro na alma do perfil metálico

Nas situações em que a força máxima de tração no perfil é superior à força máxima de compressão no betão, o eixo neutro também pode ficar localizado na alma. Isto acontece quando a força resistente à tração do banzo inferior somada à força resistente à tração da alma, é superior à força de compressão máxima no betão. Neste caso a distribuição de tensões na secção transversal será similar à apresentada na Figura 5.29.

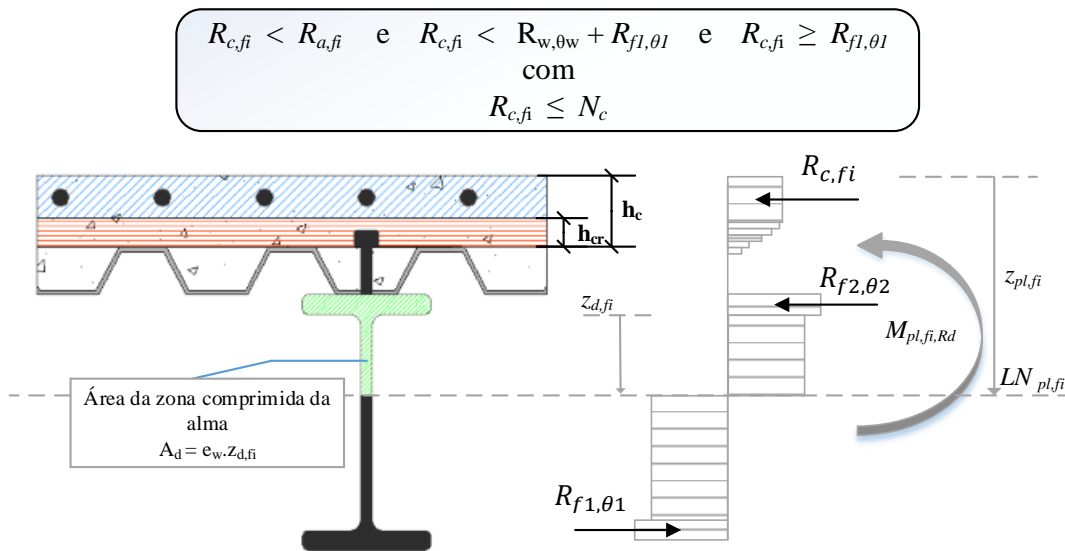


Figura 5.29 - Distribuição de tensões numa viga mista em situação de incêndio aplicando os princípios da teoria da plasticidade e segundo o método de cálculo simplificado admitindo o eixo neutro localizado na alma do perfil.

O posicionamento do eixo neutro plástico na alma do perfil metálico pode ser determinado pelo equilíbrio interno das forças resistentes, de acordo com a seguinte expressão:

$$\begin{aligned}
 \sum F &= 0 \quad \Leftrightarrow R_{a,fi} - R_{f2,\theta2} - f_{y,\theta w} A_d = R_{c,fi} + R_{f2,\theta2} + f_{y,\theta w} A_d \Leftrightarrow \\
 &\Leftrightarrow f_{y,\theta w} A_d = \frac{R_{a,fi} - 2R_{f2,\theta2} - R_{c,fi}}{2} \Leftrightarrow \\
 &\Leftrightarrow f_{y,\theta w} e_w z_{d,fi} = \frac{R_{a,fi} - 2R_{f2,\theta2} - R_{c,fi}}{2} \Leftrightarrow \\
 &\Leftrightarrow z_{d,fi} = \frac{R_{a,fi} - 2R_{f2,\theta2} - R_{c,fi}}{2f_{y,\theta w} e_w} \frac{h_w}{h_w} \Leftrightarrow \\
 &\Leftrightarrow z_{d,fi} = \frac{(R_{a,fi} - 2R_{f2,\theta2} - R_{c,fi})h_w}{2R_{f2,\theta2}}
 \end{aligned} \tag{5.32}$$

A capacidade resistente à flexão para momentos positivos, quando o eixo neutro plástico está localizado na alma do perfil pode ser determinada através da seguinte expressão:

$$\begin{aligned}
 M_{Pl,fi,Rd} &= f_{y,\theta1} A_1 \left[\frac{e_1}{2} + (h_w - z_{d,fi}) \right] + \\
 &+ f_{y,\theta w} e_w (h_w - z_{d,fi}) \left(\frac{h_w - z_{d,fi}}{2} \right) + \\
 &+ f_{y,\theta2} A_2 (e_2 + z_{d,fi}) + \\
 &+ f_{y,\theta w} e_w h_d \left(\frac{z_{d,fi}}{2} \right) + \\
 &+ 0,85 f_c b_{eff} (h_c - h_{cr}) \left(\frac{h_c - h_{cr}}{2} + h_{cr} + h_{col} + e_2 + z_{d,fi} \right)
 \end{aligned} \tag{5.33}$$

onde:

$$\begin{aligned}
 M_{fi,Rd,camadas} &= \\
 \sum_{i=1}^{h_{cr}} &0,85 f_{c,\theta} b_{eff,i} \cdot E^{-3} [h_c - h_{cr} - i \cdot E^{-3} + 0,5 \cdot E^{-3} + h_{col} + e_a + h_d]
 \end{aligned} \tag{5.34}$$

B- Resistência a momentos negativos

Na Figura 5.30 é apresentado um esquema genérico com a legenda dos principais parâmetros intervenientes nas expressões do cálculo orgânico.

No cálculo orgânico de vigas mistas para momentos negativos, foram utilizados os mesmos pressupostos dos momentos positivos.

No caso dos momentos negativos, mais uma vez apenas se considerou a parte maciça da laje de betão, desprezando-se o seu contributo à tração. Não foi permitida a conexão parcial na ferramenta desenvolvida, obrigando a que a resistência da conexão seja sempre suficiente para garantir a conexão total, mesmo com a evolução da temperatura. Este foi então considerado como um critério para a obtenção das temperaturas críticas e respetivas necessidades de proteção. Isto significa que a

partir do momento em que a conexão deixa de ser total, a temperatura dos elementos é aquela que apenas pode ser atingida quando findado o tempo requerido de resistência ao fogo.

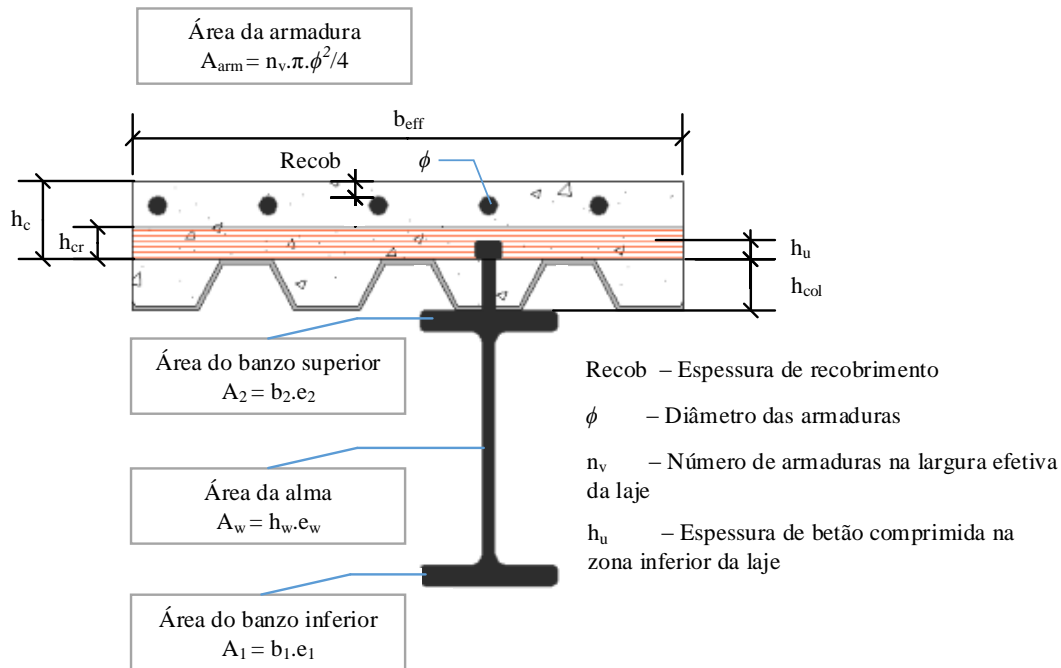


Figura 5.30 - Esquema genérico de uma viga mista com identificação dos parâmetros mais relevantes para o cálculo da resistência a momentos negativos por aplicação da teoria da plasticidade

No caso da flexão para momentos negativos existe naturalmente uma inversão da zona de trações e compressões. Mantendo o critério de desprezar a resistência à tração da laje de betão, considera-se que na zona superior apenas a armadura ordinária resistirá a este esforço, podendo eventualmente ter o contributo do perfil metálico, mediante o equilíbrio de esforços. A zona inferior do banzo de betão poderá participar na resistência da secção mista, mediante a relação entre a força máxima de tração na armadura e a força máxima de compressão no aço.

Os parâmetros necessários para determinação da posição do eixo neutro, no cálculo da resistência à flexão para momentos negativos são a força máxima de tração nas armaduras ($R_{arm,fi}$) e a força máxima de compressão no perfil ($R_{a,fi}$). As expressões para determinação destes parâmetros são:

$$\begin{aligned} R_{arm,fi} &= f_{s,\theta} A_{arm} \\ R_{a,fi} &= f_{y,\theta 1} A_1 + f_{y,\theta w} A_w + f_{y,\theta 2} A_2 \end{aligned} \quad (5.35)$$

em que:

$f_{s,\theta}$ é a tensão de cedência do aço para armaduras em betão armado, à temperatura θ e atingida no instante t .

Nestas circunstâncias a força máxima de tração no aço do perfil é numericamente igual à sua força de compressão máxima. Salienta-se ainda que deve ser feita mais uma vez a determinação do grau de conexão para cada instante analisado, sendo que desta feita o mesmo funciona como critério de verificação da segurança e não como condição de cálculo.

B1- Eixo neutro na laje de betão

Quando a força máxima de tração na armadura ordinária da laje é superior à força máxima de compressão no perfil metálico, terá de haver um contributo da laje de betão à compressão para ser atingido o equilíbrio das forças. Nestas circunstâncias a distribuição de tensões será semelhante à representada na Figura 5.31.

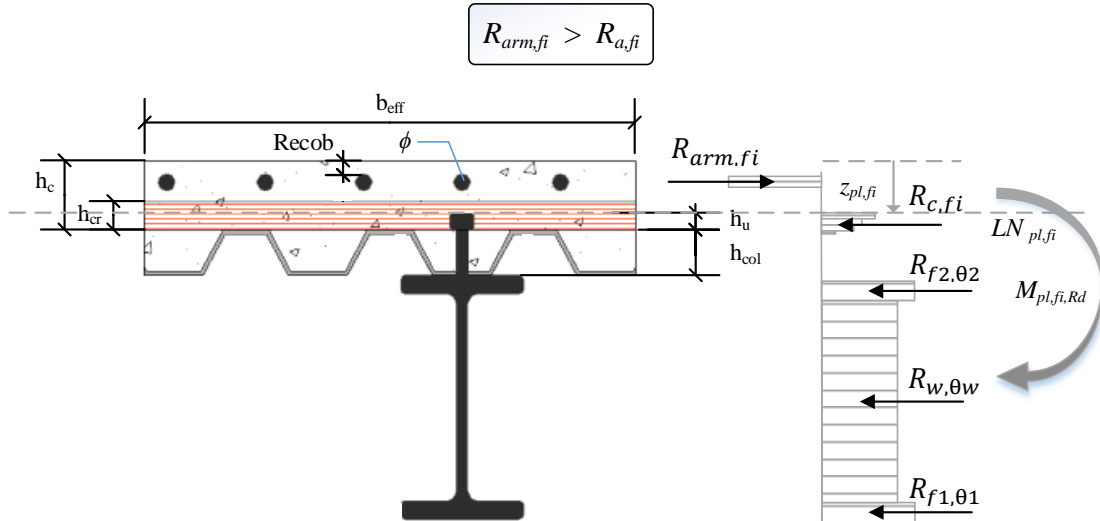


Figura 5.31 – Distribuição de tensões numa viga mista em situação de incêndio aplicando os princípios da teoria da plasticidade e segundo o método de cálculo simplificado, admitindo o eixo neutro localizado na laje de betão

Quando o eixo neutro está localizado na laje de betão o cálculo orgânico para momentos negativo envolve um processo incremental à semelhança do que sucede para momentos positivos, até que seja atingido o equilíbrio interno das forças. É então necessário acrescentar camadas de betão com espessura h_i com uma redução da tensão resistentes à compressão até se atingir o equilíbrio, mas desta feita a partir da face inferior da laje.

A expressão inicial para o equilíbrio interno das forças é:

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_{arm,fi} = R_{a,fi} + \sum_i^n 0,85 f_{c,\theta} b_{eff} \cdot h_i \cdot E^{-3} \quad (5.36)$$

com $n \leq h_{cr}$

em que n é o numero de camadas de betão à compressão com 10 mm.

Caso seja atingido o equilíbrio com um número de camadas igual ou inferior ao limite a partir do qual a temperatura do betão é inferior a 250 °C, a zona inferior comprimida de betão terá uma espessura h_u igual ao número de camadas consideradas, sendo a distância da face superior da laje ao eixo neutro plástico igual a:

$$z_{pl,fi} = h_c - n \cdot h_i \quad (5.37)$$

No entanto, se houver o contributo do betão em zonas com temperatura inferior a 250 °C, a expressão para o equilíbrio interno tem a seguinte forma:

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow R_{arm,fi} = R_{a,fi} + \sum_i^{h_{cr}} 0,85f_{c,\theta}b_{eff}.h_i \cdot E^{-3} + 0,85f_c b_{eff}.(h_u - h_{cr}) \quad (5.38)$$

em que h_u é a espessura da zona inferior da laje à compressão, incluindo as camadas com temperatura superior a 250 °C.

Desta feita o posicionamento do eixo neutro é dado por:

$$z_{pl,fi} = h_c - h_u \quad (5.39)$$

A expressão para determinação da capacidade resistente à flexão com momentos negativos quando todo o betão comprimido tem temperatura superior a 250 °C é:

$$\begin{aligned} M_{Pl,fi,Rd} = & f_{y,\theta 1}A_1 \left[\frac{e_1}{2} + h_w + e_2 + h_{col} + (h_c - z_{pl,fi}) \right] + \\ & + f_{y,\theta w}A_w \left[\frac{h_w}{2} + e_2 + h_{col} + (h_c - z_{pl,fi}) \right] + \\ & + f_{y,\theta 2}A_2 \left[\frac{e_2}{2} + h_{col} + (h_c - z_{pl,fi}) \right] + \\ & + M_{fi,Rd,camadas} + \\ & + R_{arm,fi} \left(z_{pl,fi} - Recob - \frac{\phi \cdot E^{-3}}{2} \right) \end{aligned} \quad (5.40)$$

em que:

$$M_{fi,Rd,camadas} = \sum_{i=1}^n 0,85f_{c,\theta}b_{eff}.i \cdot E^{-3}[h_u - i \cdot E^{-3} + 0,5 \cdot E^{-3}] \quad (5.41)$$

Quando há contributo de parte da laje com temperatura inferior a 250 °C, isto é, quando a espessura comprimida de betão a partir da face inferior da laje é superior a h_{cr} , a expressão para determinar a capacidade resistente à flexão é dada por:

$$\begin{aligned} M_{Pl,fi,Rd} = & f_{y,\theta 1}A_1 \left[\frac{e_1}{2} + h_w + e_2 + h_{col} + (h_c - z_{pl,fi}) \right] + \\ & + f_{y,\theta w}A_w \left[\frac{h_w}{2} + e_2 + h_{col} + (h_c - z_{pl,fi}) \right] + \\ & + f_{y,\theta 2}A_2 \left[\frac{e_2}{2} + h_{col} + (h_c - z_{pl,fi}) \right] + \\ & + M_{fi,Rd,camadas} + \\ & + 0,85f_c b_{eff}.(h_u - h_{cr}) \left(\frac{h_u - h_{cr}}{2} \right) + \end{aligned} \quad (5.42)$$

$$+R_{arm,fi} \left(z_{pl,fi} - Recob - \frac{\phi \cdot E^{-3}}{2} \right)$$

em que:

$$M_{fi,Rd,camadas} = \sum_{i=1}^n 0,85 f_{c,\theta} b_{eff,i} \times 10^{-3} [h_u - i \times 10^{-3} + 0,5 \times 10^{-3}] \quad (5.43)$$

B2- Eixo neutro no banzo superior do perfil

Esta localização do eixo neutro plástico ocorre quando a força máxima de tração na armadura é inferior à força máxima de compressão no perfil metálico, sendo no entanto superior à soma da força resistente do banzo inferior e da alma. Nestas circunstâncias a distribuição de tensões toma a forma representada na Figura 5.32.

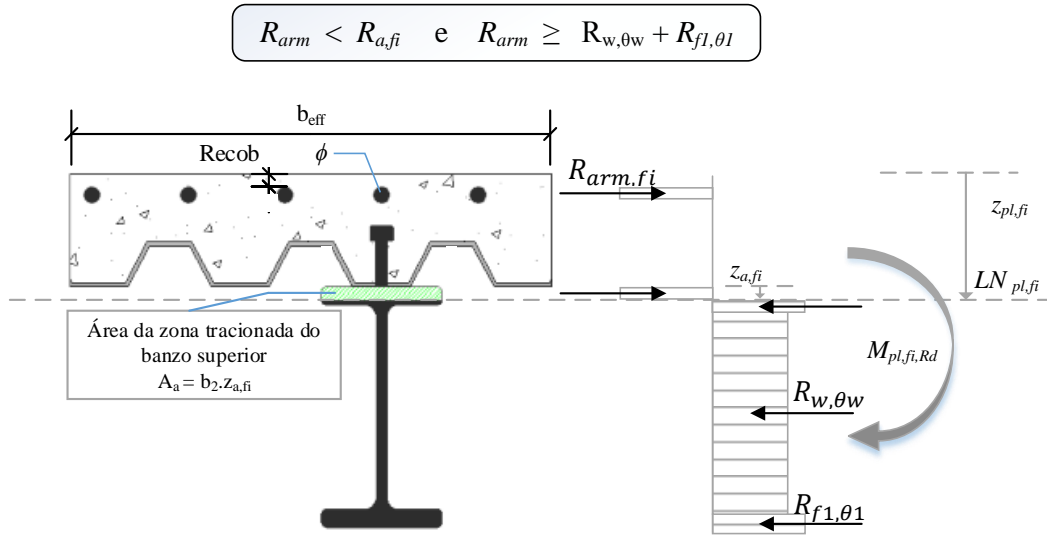


Figura 5.32 - Distribuição de tensões numa viga mista em situação de incêndio aplicando os princípios da teoria da plasticidade e segundo o método de cálculo simplificado, admitindo o eixo neutro está localizado no banzo do perfil.

Nesta situação o equilíbrio é atingido mediante a expressão seguinte que permite determinar a espessura tracionada no banzo do perfil metálico ($z_{a,fi}$).

$$\begin{aligned} \sum F = 0 &\Leftrightarrow R_{a,fi} - f_{y,\theta2} A_a = R_{arm,fi} + f_{y,\theta2} A_a \Leftrightarrow \\ &\Leftrightarrow f_{y,\theta2} A_a = \frac{R_{a,fi} - R_{arm,fi}}{2} \\ &\Leftrightarrow f_{y,\theta2} b_2 z_{a,fi} = \frac{R_{a,fi} - R_{arm,fi}}{2} \Leftrightarrow \\ &\Leftrightarrow z_{a,fi} = \frac{R_{a,fi} - R_{arm,fi}}{2 f_{y,\theta2} b_2} \frac{e_2}{e_2} \Leftrightarrow \\ &\Leftrightarrow z_{a,fi} = \frac{(R_{a,fi} - R_{arm,fi}) e_2}{2 R_{f2,\theta2}} \end{aligned} \quad (5.44)$$

A capacidade resistente à flexão pode ser determinada de acordo com a seguinte expressão:

$$\begin{aligned}
 M_{Pl,fi,Rd} = & f_{y,\theta 1} A_1 \left[\frac{e_1}{2} + h_w + (e_2 - z_{a,fi}) \right] \\
 & + f_{y,\theta w} A_w \left[\frac{h_w}{2} + (e_2 - z_{a,fi}) \right] \\
 & + f_{y,\theta 2} b_2 (e_2 - z_{a,fi}) \left(\frac{e_2 - z_{a,fi}}{2} \right) \\
 & + R_{arm,fi} \left(h_c - Recob - \frac{\phi}{2} + h_{col} + z_{a,fi} \right)
 \end{aligned} \tag{5.45}$$

B3- Eixo neutro na alma do perfil

O eixo neutro plástico está localizado na alma do perfil metálico quando a resistência máxima à tração da armadura é inferior à resistência máxima à compressão do perfil, sendo igualmente inferior à soma da resistência da alma e do banzo inferior (sendo no entanto superior ao último). Nestas circunstâncias caso a distribuição de tensões toma a forma representada na Figura 5.33.

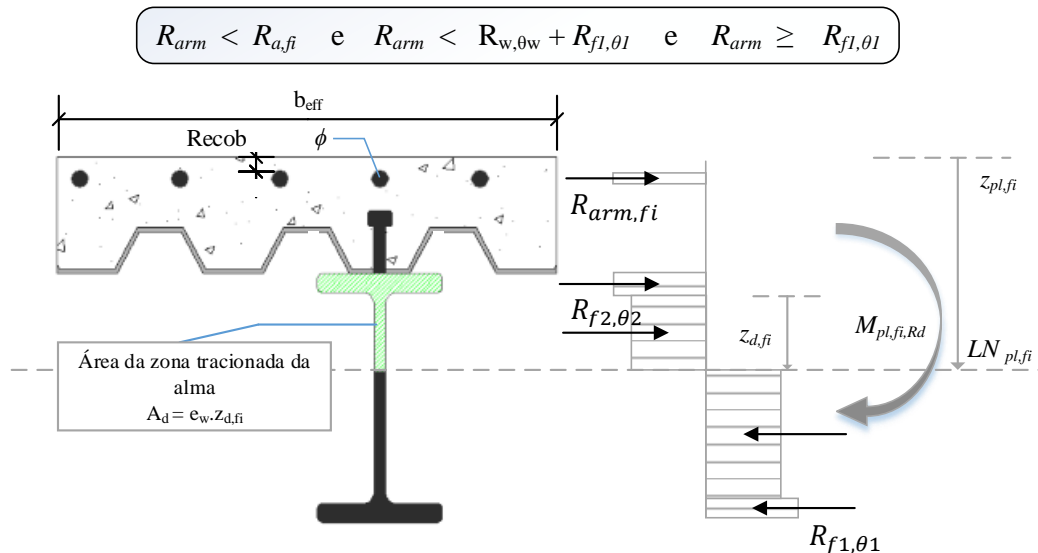


Figura 5.33 - Distribuição de tensões numa viga mista em situação de incêndio aplicando os princípios da teoria da plasticidade e segundo o método de cálculo simplificado, admitindo o eixo neutro localizado na alma do perfil.

O equilíbrio interno de forças permite a determinação do posicionamento do eixo neutro plástico na alma do perfil:

$$\begin{aligned}
 \sum F = 0 & \Leftrightarrow R_{a,fi} - R_{f2,\theta 2} - f_{y,\theta w} A_d = R_{arm,fi} + R_{f2,\theta 2} + f_{y,\theta w} A_d \Leftrightarrow \\
 & \Leftrightarrow f_{y,\theta w} A_d = \frac{R_{a,fi} - 2R_{f2,\theta 2} - R_{arm,fi}}{2} \Leftrightarrow \\
 & \Leftrightarrow f_{y,\theta w} e_w z_{d,fi} = \frac{R_{a,fi} - 2R_{f2,\theta 2} - R_{arm,fi}}{2} \Leftrightarrow \\
 & \Leftrightarrow z_{d,fi} = \frac{R_{a,fi} - 2R_{f2,\theta 2} - R_{arm,fi}}{2f_{y,\theta w} e_w} \frac{h_w}{h_w} \Leftrightarrow
 \end{aligned} \tag{5.46}$$

$$\Leftrightarrow z_{d,fi} = \frac{(R_{a,fi} - 2R_{f2,\theta2} - R_{arm,fi})h_w}{2R_{fw,\theta w}}$$

A capacidade resistente poderá ser determinada pela seguinte expressão:

$$\begin{aligned} M_{Pl,fi,Rd} = & f_{y,\theta1} A_1 \left[\frac{e_1}{2} + (h_w - z_{d,fi}) \right] + \\ & + f_{y,\theta w} e_w (h_w - z_{d,fi}) \left(\frac{h_w - z_{d,fi}}{2} \right) + \\ & + f_{y,\theta2} A_2 (e_2 + z_{d,fi}) + \\ & + f_{y,\theta w} e_w z_{d,fi} \left(\frac{z_{d,fi}}{2} \right) + \\ & + R_{arm,fi} \left(z_c - Recob - \frac{\phi}{2} + h_{col} + e_a + z_{d,fi} \right) \end{aligned} \quad (5.47)$$

5.2.2.6. Resistência da secção à interação momento fletor/esforço transversal

Para secções das classes de secção 1 e 2 a influência do esforço transversal na resistência à flexão de vigas mistas em situação de incêndio deve ser tida em conta quando se verifica a seguinte condição:

$$V_{Ed,fi} > \min \left(\frac{V_{pl,fi,Rd}}{2}, \frac{V_{b,fi,Rd}}{2} \right) \quad (5.48)$$

em que:

$V_{Ed,fi}$ esforço transversal atuante em situação de incêndio;

$V_{pl,fi,Rd}$ esforço transversal resistente plástico ao nível da secção em situação de incêndio;

$V_{b,fi,Rd}$ esforço transversal resistente à encurvadura em situação de incêndio (abordado na secção 5.2.2.7).

Esta influência é tida em conta, pela redução da resistência do aço na zona de corte, tal como se indica na Figura 5.34.

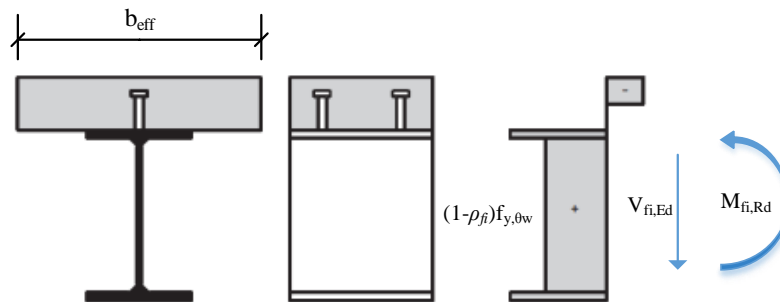


Figura 5.34 - Redução da resistência do aço na alma quando é considerada a interação entre o momento fletor e o esforço transversal (adaptado da EN 1994-1-1).

O fator de redução ρ_{fi} é calculado através da seguinte expressão:

$$\rho_{fi} = \left(\frac{2V_{fi,Ed}}{V_{fi,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (5.49)$$

com:

$$V_{fi,Rd} = \min(V_{pl,fi,Rd}, V_{b,fi,Rd}) \quad (5.50)$$

5.2.2.7. Resistência à encurvadura por esforço transversal

Segundo a EN 1994-1-1 a resistência à encurvadura por esforço transversal de uma alma de aço não revestida por betão deve ser calculada pela EN 1993-1-5, sendo que a contribuição da laje apenas pode ser considerada com a utilização de métodos mais avançados.

A resistência à encurvadura ao esforço transversal depende em grande parte ao número de reforços aplicados à alma do perfil, bem como à sua disposição e localização. Estes reforços podem ser transversais ou longitudinais, tal como representado na Figura 5.35.

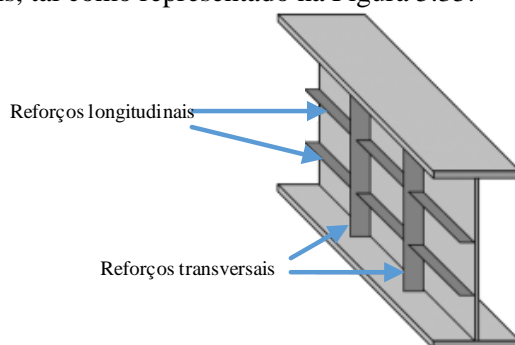


Figura 5.35 - Reforços na alma de perfil metálico para aumento da resistência à encurvadura por esforço transversal.

Será apenas abordado o cálculo relativo ao que será a situação mais frequente na utilização dos reforços. Assim sendo, limita-se a abordagem explicada na presente secção aos casos em que são utilizados reforços transversais nos apoios, sendo esta a situação corrente que está ilustrada na Figura 5.36.



Figura 5.36 - Reforços transversais para aumento da resistência à encurvadura por esforço transversal aplicados em zonas de apoio.

O valor da resistência à encurvadura por esforço transversal envolve a contribuição de duas partes, a contribuição da alma e a contribuição dos banzos, tal como o indicado na expressão seguinte:

$$V_{b,fi,Rd} = V_{bw,fi,Rd} + V_{bf,fi,Rd} \leq \frac{\eta f_{y,\theta w} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M,fi}} \quad (5.51)$$

em que:

$V_{bw,fi,Rd}$ contribuição da alma para a resistência à encurvadura por esforço transversal em situação de incêndio para o instante t ;

$V_{bf,fi,Rd}$ contribuição dos banzos para a resistência à encurvadura por esforço transversal em situação de incêndio para o instante t ;

η coeficiente de valor recomendado igual a 1,2.

A contribuição da alma para a resistência à encurvadura por esforço transversal pode ser determinada por:

$$V_{bw,fi,Rd} = \frac{\chi_w f_{y,\theta w} h_w e_w}{\sqrt{3} \gamma_{M,fi}} \quad (5.52)$$

O coeficiente relativo à contribuição da alma (χ_w) pode ser obtido através da Tabela 5.5, em função do tipo de reforço (rígido ou flexível).

Tabela 5.5 - Valores do coeficiente χ_w de acordo com a EN 1993-1-5.

Condição	Reforço rígido	Reforço flexível
$\bar{\lambda}_w < \frac{0,83}{\eta}$	$\chi_w = \eta$	$\chi_w = \eta$
$\frac{0,83}{\eta} \leq \bar{\lambda}_w < 1,08$	$\chi_w = \frac{0,83}{\bar{\lambda}_w}$	$\chi_w = \frac{0,83}{\bar{\lambda}_w}$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,08$	$\chi_w = \frac{1,37}{0,7 + \bar{\lambda}_w}$	$\chi_w = \frac{0,83}{\bar{\lambda}_w}$

Regra geral os reforços são rígidos, independentemente da temperatura. Note-se que embora estes reforços sejam afetados pela temperatura, diminuindo naturalmente a sua rigidez, serão sempre menos afetados do que o perfil metálico uma vez que são aplicados apenas nas zonas de apoio, que geralmente são zonas com menor exposição ao fogo.

Relativamente à esbelteza normalizada ($\bar{\lambda}_w$), e assumindo apenas reforços transversais na zona dos apoios, este parâmetro pode ser determinado pela expressão:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{86,4 \cdot e_w \cdot \varepsilon} \quad (5.53)$$

Note-se que o parâmetro ε é variável com a temperatura, devendo ser calculado pela expressão:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{y,\theta w}}} \sqrt{\frac{E_{\theta w}}{210000}} \quad (5.54)$$

Quanto à contribuição dos banzos para resistência à encurvadura por esforço transversal, apenas poderá ser levada em conta quando os mesmos não contribuem na sua totalidade para a resistência à flexão, isto é, quando $M_{fi,Ed} < M_{f,fi,Rd}$.

A resistência à flexão dos banzos do perfil metálico ($M_{f,fi,Rd}$), deve ser determinada assumindo uma secção fictícia para o perfil em que a alma não tem massa, tal como ilustra a Figura 5.37.

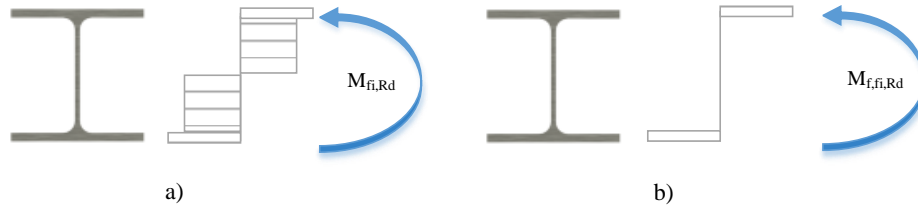


Figura 5.37 - Resistência à flexão de um perfil metálico considerando: a) a totalidade da secção; b) apenas os banzos.

A contribuição dos banzos pode então ser determinada de acordo com a expressão:

$$V_{bf,fi,Rd} = \frac{b_f e_f^2 f_{y,\theta f}}{c \gamma_{M,fi}} \left[1 - \left(\frac{M_{fi,Ed}}{M_{f,fi,Rd}} \right)^2 \right] \quad (5.55)$$

onde:

$$c = a \left(0,25 + \frac{1,6 b_f e_f^2 f_{y,\theta f}}{e_w h_w^2 f_{y,w\theta}} \right) \quad (5.56)$$

em que a é a distância entre reforços da alma, sendo no presente caso a distância entre apoios.

Note-se que os parâmetros b_f , e_f e $f_{y,\theta f}$ correspondem ao banzo com menor contribuição para a resistência ao esforço normal. Como tal, em cada instante deve ser avaliada a força resistente no banzo superior e inferior, com base nas temperaturas atingidas em cada um, e identifica aquele que tem menor contributo para a resistência.

Deve ainda ser atendido, tal como indica a EN 1993-1-5, que a largura b_f não pode ser superior a $15e_f$ em cada lado da alma. O valor de $M_{f,fi,Rd}$ poderá ainda ser reduzido na presença de esforço axial.

CAPÍTULO 6

FERRAMENTAS DE CÁLCULO COM INTEGRAÇÃO BIM

No âmbito da análise ao fogo de estruturas metálicas e mistas, foram desenvolvidas duas ferramentas de cálculo em Visual Basic do Excel (VBA), que visam a determinação das necessidades de proteção passiva de elementos metálicos e mistos.

Estas folhas de cálculo foram concebidas para fazerem parte integrante de um procedimento de análise ao fogo e que inclui o recurso a outros programas, em particular o Revit e o Autodesk Robot Structural Analysis (ARSA).

Tratou-se de um processo evolutivo, no qual para além do estudo das metodologias de análise ao fogo à luz dos Eurocódigos incluiu também um reconhecimento dos processos de trabalho da empresa e dos objetivos a cumprir. Deste modo, este trabalho não se limitou à aplicação dos métodos prescritos pelos Eurocódigos, tendo em vista a garantia da segurança estrutural com a devida economia e reconhecimento de fiabilidade, como também incluiu uma forte preocupação em perceber quais as metodologias disponíveis e conhecimentos adquiridos que melhor se poderiam adaptar à realidade da empresa, por utilização dos recursos disponíveis, integração nis procedimentos de projeto e facilidade de utilização.

Relativamente ao domínio de aplicação das duas ferramentas para análise ao fogo, uma é respeitante a elementos metálicos e a outra a elementos mistos. Embora tenham alguns pontos em comum, são bastante distintas na forma como funcionam, na dependência de programas complementares, nas suas potencialidades e limitações e nos métodos aplicados, pelo que se optou pela descrição geral dos objetivos comuns (secção 6.1), particularizando depois através de uma descrição individual de todos os pontos considerados relevantes (secções 6.4 e 6.5).

6.1. OBJETIVOS

Os principais objetivos das ferramentas de cálculo desenvolvidas em ambiente Excel, encontram-se esquematizados na Figura 6.1, explicando-se depois a importância e necessidade do seu cumprimento.

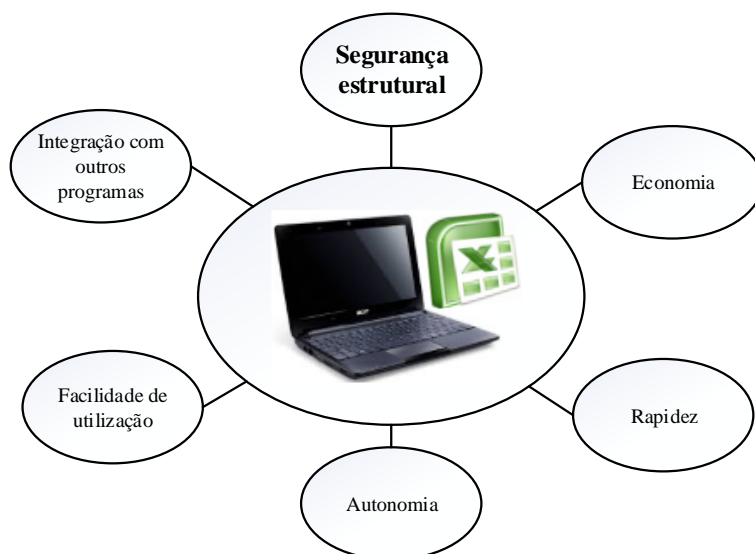


Figura 6.1 - Principais objetivos a atingir com as ferramentas de cálculo desenvolvidas em ambiente Excel.

- Economia e segurança estrutural

Os métodos de análise em situação de incêndio propostos pelos Eurocódigos, para além de serem determinantes na garantia da segurança estrutural, têm uma influência significativa nos custos, tanto a nível de projeto como de materiais. Potencialmente, quanto mais fidedigno for o método menor vai ser o custo em materiais de proteção (embora existam exceções), mas também maior complexidade vai introduzir, trazendo custos tanto relativos à morosidade como à necessidade de funcionários qualificados e programas informáticos avançados. É então determinante a opção por um processo de análise que se traduza num equilíbrio entre a economia a nível de materiais e a rapidez e facilidade de utilização, sem nunca descurar a segurança estrutural.

- Rapidez e autonomia

De acordo com o que foi possível apurar junto de empresas de referencia no sector da comercialização e instalação de soluções de proteção passiva em edifícios, como a TRIA, a prática mais comum nos gabinetes de projeto para a garantia de segurança ao fogo em estruturas metálicas, passa pelo revestimento dos elementos com materiais de proteção passiva, sendo mais corrente o uso de tintas intumescentes e argamassas. No entanto e de uma forma geral, a identificação das necessidades de proteção passa por vezes pela consulta das empresas que comercializam e instalam este tipo de soluções, fornecendo-lhes apenas a listagens dos perfis a proteger. Em alguns casos associam-se também aos perfis as respetivas temperaturas críticas, embora não seja prática corrente.

Quando apenas são fornecidas listagens de perfis a utilizar numa dada obra, as empresas consultadas têm de assumir uma temperatura crítica de 500 °C para todos os elementos, tal como estipula o anexo nacional da EN 1993-1-2. Tendo em conta a massividade de cada perfil, as condições de exposição (se em três ou quatro, lados considerando-se geralmente uma exposição em três lados para vigas e quatro para pilares) e a temperatura crítica definida, estas empresas consultam tabelas de ensaios de fabricantes identificando quais as espessuras de proteção necessárias.

Como é fácil de perceber, numa análise mais realista e tendo em conta todas as variáveis que influenciam as necessidades de proteção passiva de um elemento metálico, as temperaturas críticas vão ser sempre muito diversificadas, podendo inclusivamente ser superiores à temperatura atingida para o tempo de resistência a cumprir. Assim sendo, para além de certamente estarem a ser prescritas espessuras de proteção superiores às necessárias, no caso de elementos estruturais cuja temperatura crítica real seja superior a 500 °C, eventualmente haverá casos de vigas ou pilares que por si só poderão cumprir os requisitos de resistência, dispensando a proteção que desta forma lhes será atribuída.

Nos casos em que adicionalmente é indicada uma temperatura crítica, este inconveniente já não ocorrerá. Subsiste no entanto outro problema que se prende com a dependência de um agente externo. Por mais levas que possam ser as empresas consultadas, existe sempre um hiato importante entre o momento do pedido e da resposta da consulta. Isto gera uma perda de autonomia na gestão do tempo e um forte entrave, sobretudo quando se pretende analisar um conjunto alargado de cenários económicos, por variação dos elementos estruturais e tipos de proteção a aplicar, em função dos resultados que vão sendo obtidos.

A autonomia e rapidez foram então objetivos essenciais a ser cumpridos pelas ferramentas desenvolvidas, pretendendo-se que constituam métodos expeditos de análise e de fácil utilização por parte dos colaboradores da empresa.

- Integração com outros programas e facilidade de utilização

A integração e adaptação aos processos e métodos da empresa foram identificados como metas a atingir. Hoje em dia, o projeto estrutural é indissociável do cálculo automático, havendo no mercado um conjunto alargado de soluções para o efeito, que nem sempre vão ao encontro das especificidades de cada empresa. Como se tratam de programas comerciais, são desenvolvidos para que sejam consensuais para a maioria dos potenciais clientes, pelo que nem sempre se adaptam com facilidade aos desígnios das empresas que os vão utilizar. Na sua escolha existe ainda a necessidade que sejam integráveis com programas de modelação e desenho, tornando a compatibilidade e interoperabilidade um requisito importante. Desta forma foi necessário o desenvolvimento das ferramentas de cálculo sobre uma base de programação que seja comum em gabinetes de projeto, para não implicar custos acrescidos na aquisição de programa e que seja compatível com os restantes programas de cálculo utilizados na empresa, permitindo uma melhor fluidez do trabalho e minimização da dispersão de informações.

Esta integração entre programas que permite uma organização única e partilhável de informação relativa aos vários componentes e intervenientes numa obra, está intimamente ligada ao conceito BIM. Embora se trate de um tema amplamente conhecido e discutido, será feita uma breve apresentação do seu significado e da forma como é aplicado na empresa onde foi realizado o estágio.

6.2. CONCEITO BIM

BIM é o acrónimo para *Building Information Modeling*, que em traços gerais se pode definir como uma representação digital das características físicas e funcionais de um edifício, servindo como um meio de centralização de informação partilhável e permitindo que todos os intervenientes num empreendimento, desde a fase de conceção até ao final de vida útil do mesmo obtenham dados importantes para tomadas de decisão (Smith e Edgar, 2008).

Este conceito integra-se no ciclo de vida de um edifício da forma representada pela Figura 6.2.

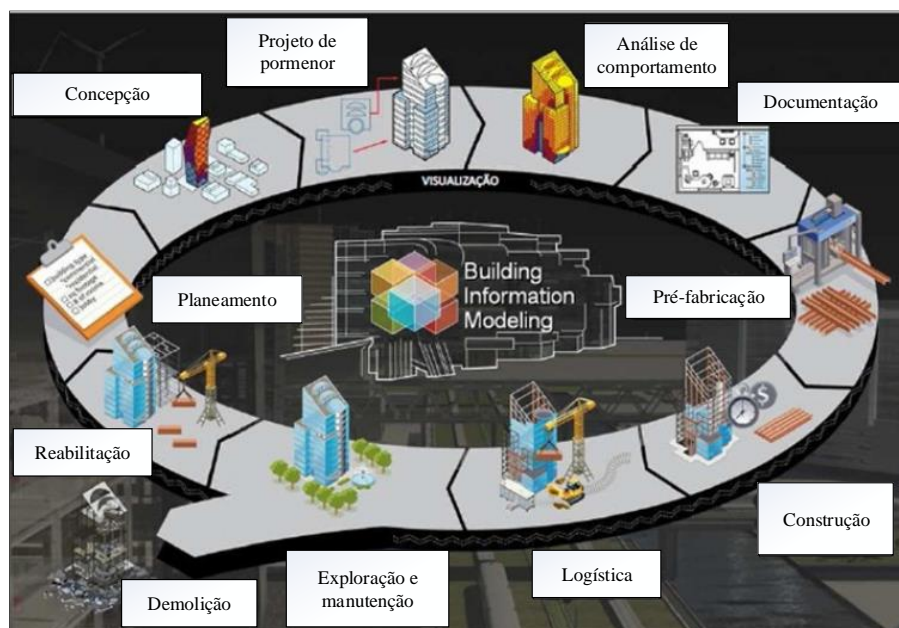


Figura 6.2 - A metodologia BIM no ciclo de vida de um empreendimento. (Dispenza, 2010).

Com a elaboração de modelos partilháveis num ambiente BIM, onde é centralizada toda a informação, consegue-se uma melhor gestão de todos os dados, eliminando a dispersão de informação que frequentemente cria dificuldades na comunicação entre os intervenientes. Nas fases de conceção e projeto o trabalho é geralmente sujeito a diversas alterações, requerendo um processo complexo e criterioso de partilha de atualizações com implicações em mais do que uma especialidade, sendo este facilmente falível. A tecnologia BIM permite que nestas fases todas as tarefas sejam realizadas com maior clareza, dando garantias de uma gestão mais eficiente de um empreendimento.

Os modelos BIM não se resumem à visualização do espaço projetado, a qual é facilmente atingível com os modelos CAD tradicionais. Permitem também a parametrização dos elementos construtivos,

e que as peças desenhadas e até mesmo as peças escritas tenham uma única referência (o modelo BIM). Desta forma, qualquer alteração num elemento modelado tem repercussão automática nos locais onde este é referenciado, eliminando discrepâncias nas informações associadas a um mesmo projeto e rentabilizando o tempo despendido na garantia de coerência e uniformidade de dados entre todos os intervenientes.

Existem diversos programas no mercado que aplicam a metodologia BIM, tendo a empresa multinacional Autodesk lugar de destaque neste campo, por apresentar um conjunto alargado de recursos que cobrem as diversas especialidades e dão maiores garantias de interoperabilidade entre programas. O programa principal da Autodesk na implementação do conceito BIM é o Revit, o qual inclui várias especialidades como arquitetura, estruturas, sistemas de ventilação e ar condicionado, sistemas elétricos, sistemas de redes de águas, entre outros.

A SE2P implementou a utilização de programas informáticos BIM em 2008, com base em soluções da Autodesk, vindo desde então a consolidar o seu *Know-How* nesta área. Foi então um desígnio importante no presente trabalho a continuidade da centralização de informação neste programa com o máximo de automatismo possível.

6.3. VISUAL BASIC EM AMBIENTE EXCEL

O Excel é um programa amplamente conhecido e utilizado pela maioria das empresas de diversos segmentos, onde se inclui a engenharia civil e o cálculo estrutural. Dificilmente se encontrará um gabinete de projetos que não faça uso desta ferramenta, seja para gestão económica, como base de dados ou para cálculos estruturais expeditos. A elaboração de folhas de cálculo é prática comum a qualquer engenheiro, dando garantias de familiaridade e facilidade de utilização.

Este programa é dotado de grande flexibilidade, permitindo um uso diversificado com enorme simplicidade e potencialidade. Pode ser utilizado como repositório de informação e concomitantemente efetuar cálculos automáticos com criação de cenários e apresentação gráfica de dados e resultados. Dispõe ainda de uma linguagem de programação, o *Visual Basic for Application* (VBA), que como o próprio nome indica, possibilita ao comum utilizador a criação de automatismos sem complexidade excessiva associada, com um grau de liberdade apreciável e de forma intuitiva. Na Figura 6.3 está representado o interface comum do VBA no Excel.

A disponibilidade deste programa como base de programação na empresa onde foi realizado o estágio e o conhecimento geral por parte dos seus colaboradores, tanto ao nível do manuseamento do excel como da linguagem de programação, fazem desta plataforma a escolha ideal para cumprir os requisitos de economia, por não ser necessária a aquisição de novos programas, e de facilidade de utilização, por ser familiar aos potenciais utilizadores, permitindo ainda uma fácil adaptabilidade a possíveis alterações ou adendas.

Outra grande vantagem na utilização do VBA do Excel para a elaboração das ferramentas de cálculo, reside na capacidade de ser programável para efetuar de forma rápida uma repetição automática de

um conjunto alargado de cálculos com sequências de decisão bem definidas, utilizando também bases de dados com dimensão significativa, o que seria incomportável com uma prática sem recurso a automatismos.

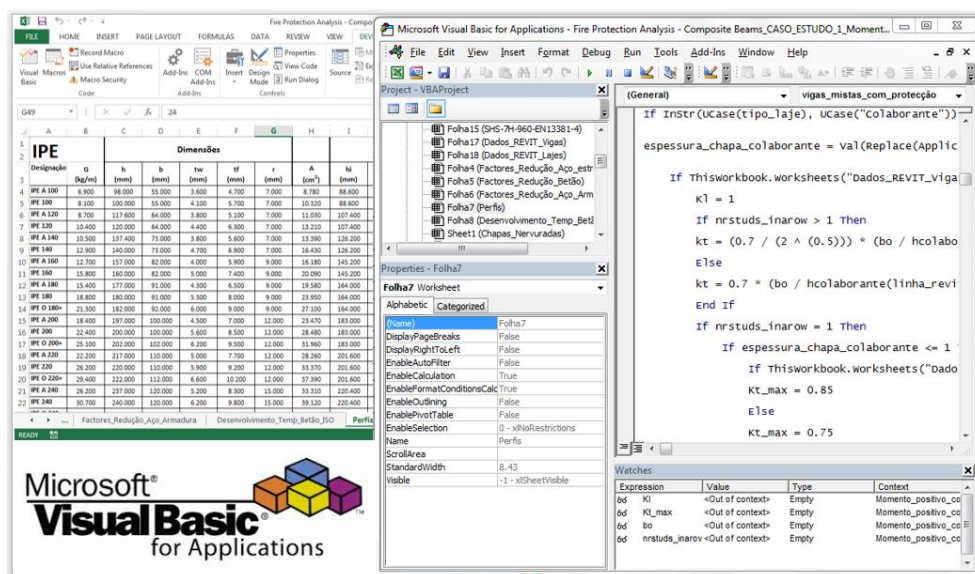


Figura 6.3 - Interface gráfica do Visual Basic for Applications no Excel.

6.4. FERRAMENTA COMPUTACIONAL DE ANÁLISE AO FOGO DE ESTRUTURAS METÁLICAS

A ferramenta de cálculo para a análise ao fogo de estruturas metálicas e desenvolvida em VBA do Excel foi apelidada de *FirePro-Steel* (*Fire Protection Analysis – Steel Elements*). A sua imagem de apresentação, encontra-se ilustrada na Figura 6.4.

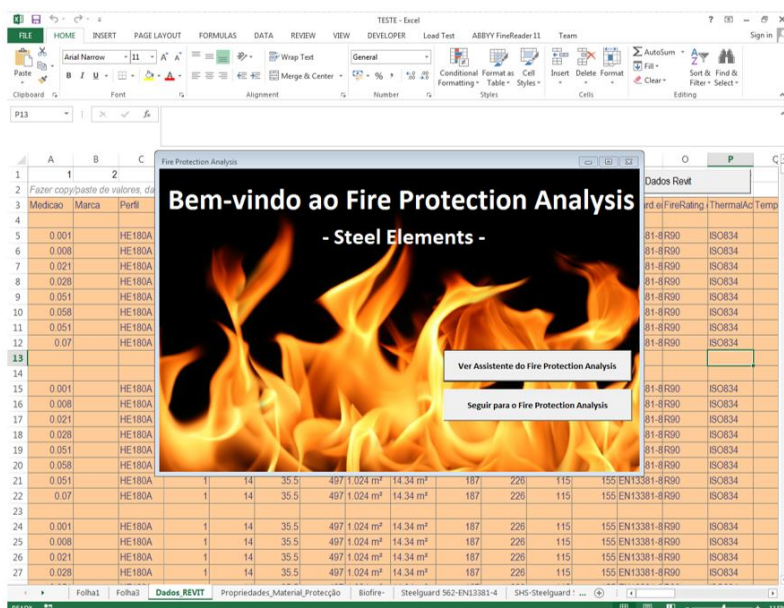


Figura 6.4 - Imagem de apresentação do FirePro-Steel (Fire Protection Analysis - Steel Elements).

O FirePro-Steel tem como principal finalidade a verificação da necessidade de proteção passiva de elementos metálicos e dimensionamento da espessura de proteção de acordo com o estipulado no método de cálculo simplificado da EN 1993-1-2 (ver secção 5.2.1) e para uma exposição ao fogo segundo uma das três curvas nominais descritas na EN 1991-1-2 (ver secção 3.3.1).

Esta ferramenta foi desenvolvida com o intuito de efetuar cálculos para a totalidade dos elementos estruturais metálicos de uma dada obra e com o máximo de automatismo possível, para que seja simples e rápida de utilizar. Desta forma é possível avaliar com celeridade um conjunto alargado de soluções, com vista à segurança estrutural ao fogo, analisando-se posteriormente a relação custo-benefício que melhor serve o projeto em causa.

Como forma de garantir a rapidez e facilidade de utilização, bem como a integração com os processos de trabalho da empresa, fez-se um aproveitamento máximo dos programas utilizados para modelação e dimensionamento à temperatura ambiente, limitando o número de dados a inserir de forma manual e individualizada na folha de Excel. Esta minimização no esforço de inserção de dados de forma repetitiva diminui drasticamente a ocorrência de erros e otimiza largamente o processo.

A utilização do FirePro-Steel faz parte de um processo de análise ilustrado na Figura 6.5, calculando as necessidades de proteção passiva ao fogo com base nos elementos provenientes do cálculo estrutural efetuado no Autodesk Robot Structural Analysis (ARSA) e dos dados relevantes fornecidos pelo modelo BIM do Revit. Uma vez determinadas as proteções necessárias são transpostos os novos dados para o modelo Revit onde se efetua a análise económica e avalia-se a necessidade da repetição do processo.

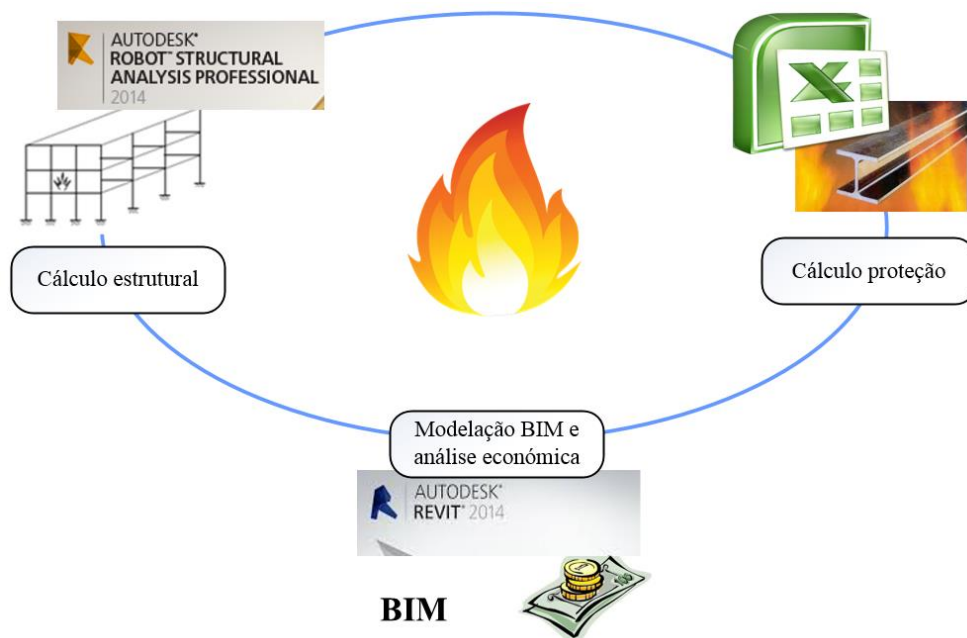


Figura 6.5 - Integração dos programas informáticos e da ferramenta em Excel no procedimento de análise ao fogo implementado para estruturas metálicas.

6.4.1. Metodologia implementada para a análise ao fogo

Como já vem sendo referido ao longo deste documento, dentro dos métodos disponíveis nos Eurocódigos relativos à ação do fogo em estruturas metálicas, optou-se pela aplicação do método prescritivo (Secção 3.2), numa análise por elementos (Secção 0) e com recurso ao método de cálculo simplificado (Secção 3.6.2), tal como ilustrado na Figura 6.6.

A metodologia de cálculo adotada para a determinação das necessidades de proteção dos elementos metálicos pressupõe um dimensionamento prévio da estrutura à temperatura ambiente, definindo-se os perfis a utilizar, os níveis de análise estrutural a implementar, as condições de fronteira nos vários elementos, etc. Este processo geralmente implica o recurso a programas de cálculo automático, neste caso o Autodesk Robot Structural Analysis (ARSA) (programa utilizado pela empresa onde foi realizado o estágio).

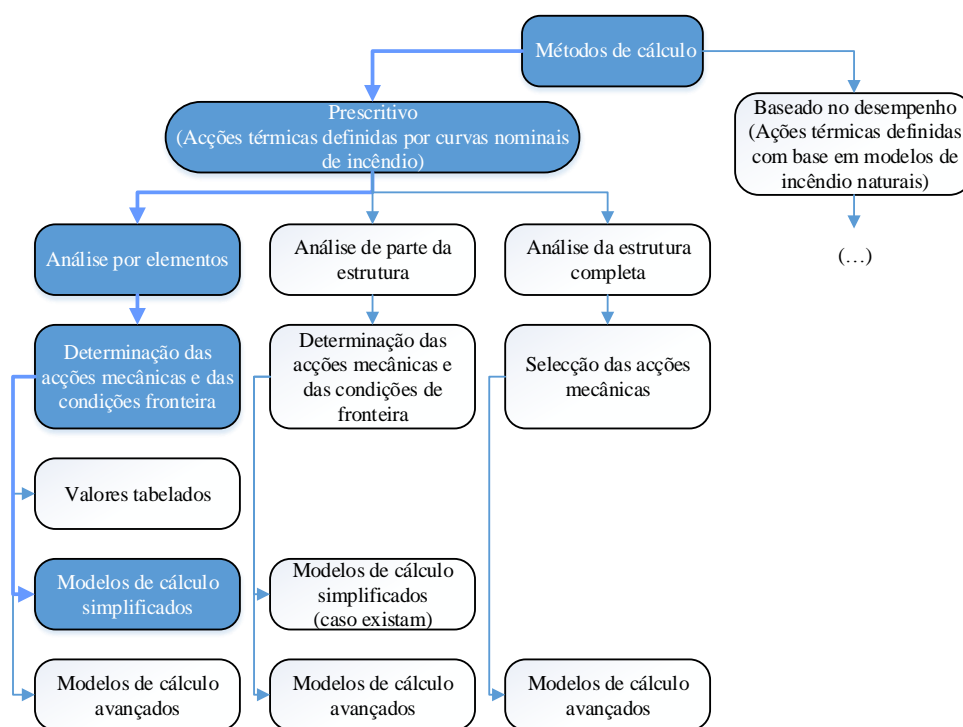


Figura 6.6 - Metodologia de cálculo adotada para análise das estruturas metálicas atendendo às opções previstas na EN 1993-1-2.

Conhecidas as propriedades geométricas dos perfis dimensionados, características mecânicas dos materiais e nível de análise estrutural adotado, passa-se aos procedimentos específicos relativos à análise ao fogo, onde se inclui a utilização da ferramenta de cálculo FirePro-Steel. A metodologia de análise implementada encontra-se no fluxo da Figura 6.7.

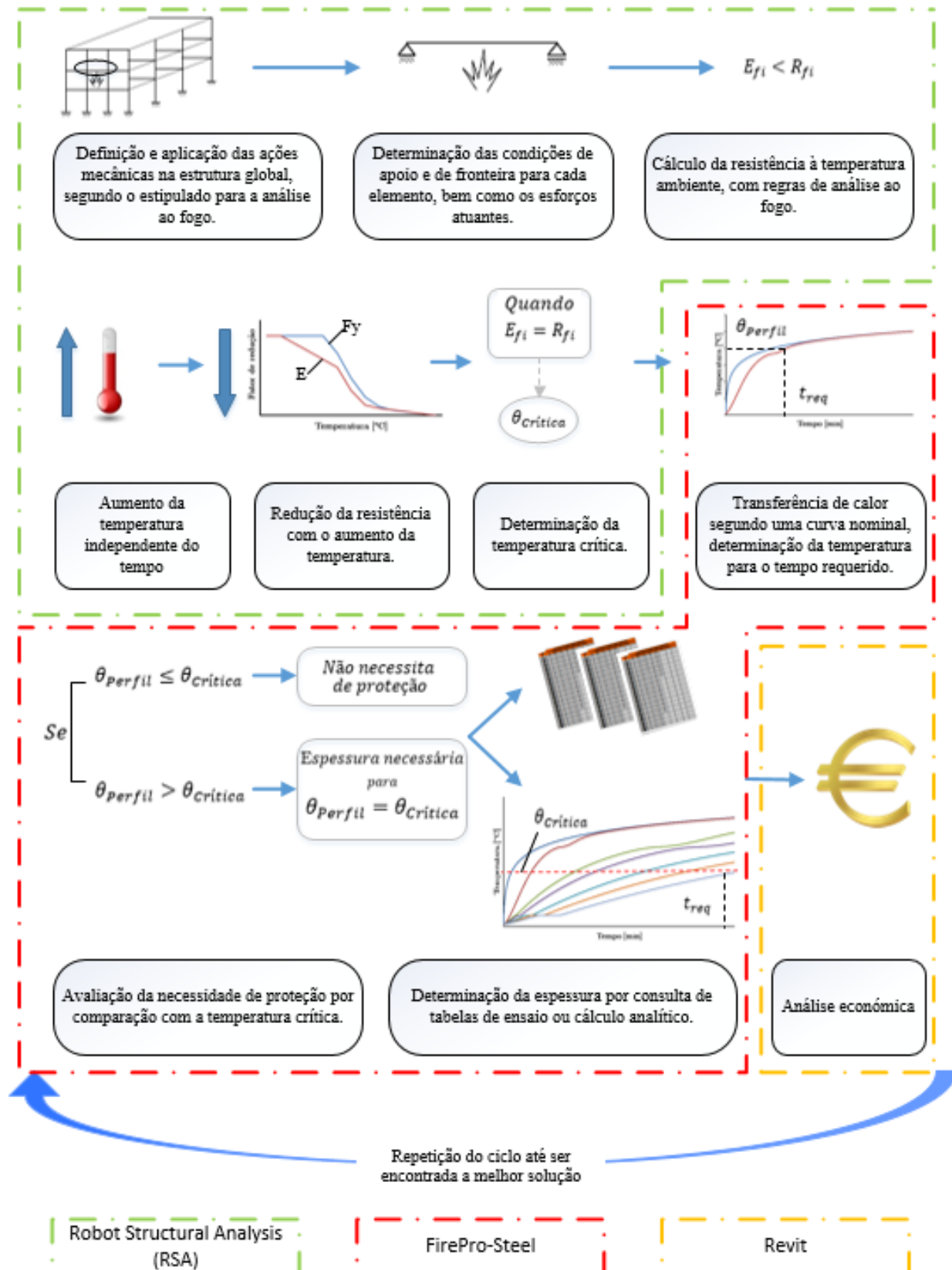


Figura 6.7 - Metodologia de análise ao fogo implementada para estruturas metálicas.

Pretende-se que o processo ilustrado possa ser repetido rapidamente em função dos resultados da análise económica. Esta repetição pode envolver a alteração de perfis ou até mesmo do sistema estrutural e/ou a alteração do tipo de proteção passiva a aplicar. Desta forma poderão ser analisados vários cenários com vista à maior economia.

A integração com os programas de cálculo automático utilizados na empresa será descrita em seguida, apresentando-se depois a forma de utilização da ferramenta desenvolvida e dos programas complementares.

6.4.2. Interoperabilidade entre os programas Revit, Robot Structural Analysis e Excel

O processo de dimensionamento ao fogo de estruturas metálicas que se pretendeu implementar na empresa SE2P segue o fluxo ilustrado na Figura 6.8. Nesta Figura encontram-se designados por 1,2,3 e 4 os fluxos de informação entre os programas intervenientes no referido processo.

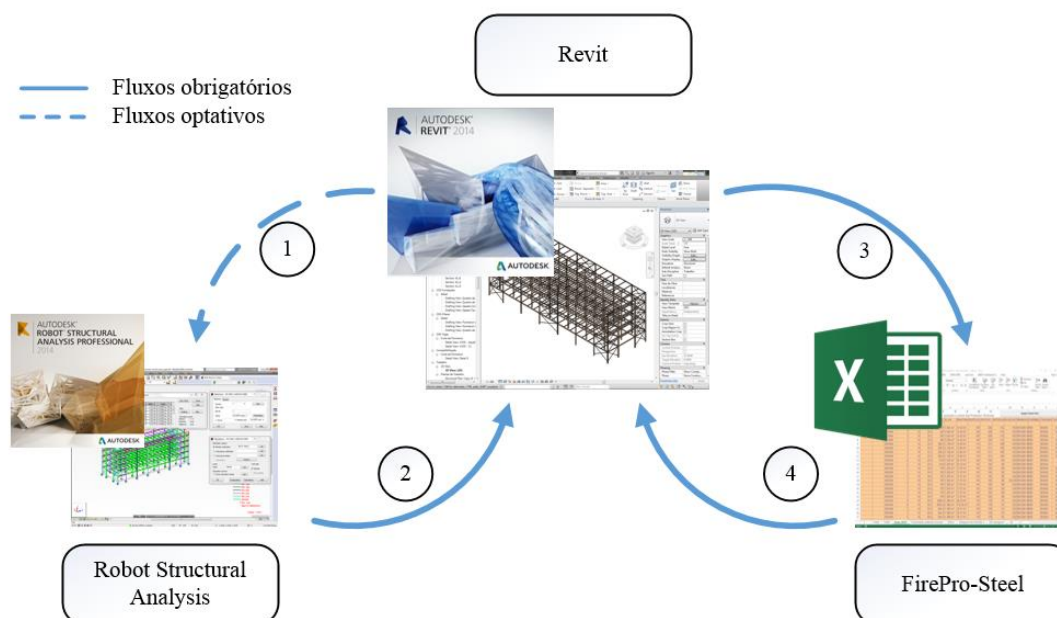


Figura 6.8 - Fluxo de informação entre os programas no procedimento de análise ao fogo implementado para estruturas metálicas.

No gabinete de projetos onde foi realizado o estágio, é corrente o uso do programa de cálculo automático Autodesk Robot Structural Analysis (ARSA), para efetuar a modelação e dimensionamento das estruturas, utilizando-se o módulo que este dispõe relativo a estruturas metálicas. Outro programa essencial é o Revit, funcionando não só como uma ferramenta de modelação e desenho, mas também como uma plataforma BIM, onde é reunida toda a informação pertinente do projeto, incluindo as especialidades e através da qual podem ser feitas medições e análises económicas.

Para perceber melhor este esquema, será feita uma descrição da informação partilhada entre cada programa (fluxos 1, 2, 3 e 4), em forma de tabela, explicando-se também em traços gerais qual a intervenção de cada um deles no processo de análise ao fogo.


A- Fluxo Revit – ARSA (Fluxo 1)

O processo inicial, passa por um dimensionamento à temperatura ambiente com auxílio do ARSA, acrescentando-se os passos necessários para contabilizar a ação do fogo.

Primeiro será necessário modelar a estrutura, o que poderá ser feito diretamente no ARSA, ou no Revit, sendo que neste último caso o modelo geométrico é posteriormente exportado para o programa de cálculo. Como esta transição é ainda uma funcionalidade limitada, é recomendado desenvolver o modelo diretamente no ARSA, replicando-se o mesmo no Revit tanto para efeito de desenho como para agregação de informação seguindo uma abordagem BIM.

Na Tabela 6.1 é resumida a informação partilhada e automatismos no fluxo Revit-ARSA (Fluxo 1).

Tabela 6.1 - Fluxo Revit-ARSA (Fluxo 1).

Fluxo	Informação partilhada do Revit para o ARSA		Automatismos
①	Fluxo optativo que transfere o modelo estrutural (quando é feita a modelação apenas no Revit).		Recurso a um <i>add-in</i> gratuito do Revit.

B- Fluxo ARSA – Revit (Fluxo 2)

Seguidamente e no programa ARSA, é efetuado o dimensionamento para a situação de incêndio, acrescentando-se as correspondentes combinações de ações acidentais e definindo-se os parâmetros necessários à determinação da temperatura crítica de cada elemento. Estas tarefas são realizadas recorrendo ao módulo específico do ARSA para o cálculo de estruturas metálicas.




Em seguida, mantendo a centralidade no programa Revit é necessário atualizar o modelo da estrutura com as alterações decorrentes do dimensionamento, tanto a nível geométrico, como eventualmente a nível das propriedades mecânicas dos materiais a utilizar.

Se a modelação foi realizada no Revit será possível atualizar automaticamente este conjunto de informações, pese embora algumas deficiências desta funcionalidade.

Será ainda necessário retirar a informação específica da análise ao fogo, obtida pelo ARSA, nomeadamente as temperaturas críticas de cada elemento metálico. Estes valores têm de ser introduzidos manualmente no Revit, elemento a elemento.

Na Tabela 6.2 é resumida a informação partilhada e automatismos no fluxo ARSA- Revit (Fluxo 2).

Tabela 6.2 - Fluxo ARSA-Revit (Fluxo 2).

Fluxo	Informação partilhada do ARSA para o Revit		Automatismo
②	Modelo estrutural atualizado após o dimensionamento à temperatura ambiente		Caso existam modelos paralelos, um no Revit e outro no ARSA.
			Caso o modelo inicial tenha tido origem no Revit, com recurso a um <i>add-in</i> gratuito.
	Temperatura crítica obtida para cada elemento estrutural.		Introdução manual dos valores das temperaturas críticas a cada elemento do modelo Revit.

C- Fluxo Revit – Firepro-Steel (Fluxo 3)

Uma vez aplicadas as informações provenientes do ARSA no Revit, é necessário acrescentar alguns dados que ficarão associados a cada elemento da estrutura de forma diferenciada.

Estes dados são o tipo de curva nominal de exposição ao fogo de cada elemento, o número de faces do perfil expostas ao fogo, o tipo de sistema de proteção a aplicar, o período de tempo durante o qual se pretende manter a capacidade resistente, e a norma de ensaios para a determinação das espessuras de proteção realizadas através das tabelas nelas indicadas.



Estas informações são introduzidas nos denominados *Schedules* do programa Revit. Os *Schedules* apresentam uma disposição em tabela, muito semelhante às folhas do Excel, podendo-se inclusivamente utilizar células como campos calculáveis. Estes *Schedules* podem ser criados com bastante flexibilidade, e permitem apenas a visualização dos parâmetros pretendidos, para além de ordenação e filtragem de dados de acordo com um conjunto de critérios definidos pelo utilizador. Outra grande vantagem, está relacionada com a elaboração de *Schedules* padronizados, já com o formato e organização de informação pretendidos, que são atualizados automaticamente à medida que os dados são introduzidos ou até mesmo com a inclusão de novos elementos estruturais no modelo.

Em seguida é realizada a transferência destes *Schedules* para o FirePro-Steel, que por sua vez tem uma folha de cálculo com a mesma organização dos *Schedules* para que seja possível uma passagem simples e compatível dos dados.

A passagem de dados pode ser feita de forma automática, existindo no mercado para o efeito vários *add-ins* a preços acessíveis com esta funcionalidade. Em alternativa, o Revit permite efetuar uma transposição automática dos *Schedules* para um ficheiro em formato .txt, convertendo-se depois em folha de cálculo através do assistente de importação do Excel. Existe ainda a possibilidade de introduzir os dados individualmente nas respetivas células do Excel.

Na Tabela 6.3 é resumida a informação partilhada e automatismos no fluxo Revit – FirePro-Steel (Fluxo 3).

Tabela 6.3 - Fluxo Revit – FirePro-Steel (Fluxo 3).

Fluxo	Informação partilhada do Revit para o FirePro-Steel	Automatismos	
3	Propriedades geométricas dos elementos estruturais: Tipo de perfis; Massividades.		Recorrendo a um <i>add-in</i> do Revit, ou por exportação de listagens do Revit para um ficheiro do tipo .txt, convertendo-se posteriormente para Excel.
	Parâmetros relativos à análise ao fogo: Tipo de curva nominal de exposição ao fogo; Número de faces do perfil expostas ao fogo; Temperatura crítica; Tempo de resistência ao fogo; Sistema de proteção; Norma associada aos ensaios quando o método de determinação das necessidades de proteção é por consulta de tabelas.		Inserção de todos os valores individualmente na folha de Excel.

D- Fluxo Firepro-Steel – Revit (Fluxo 4)

Tendo os dados necessários no programa FirePro-Steel e em ambiente Excel, efetua-se a determinação da temperatura máxima sob a ação do fogo dos perfis sem proteção e no período de tempo definido. O cálculo desta temperatura é efetuado para a totalidade dos elementos metálicos presentes na listagem proveniente do Revit e uma vez iniciado o programa.



Correndo uma segunda parte do programa, são determinadas as necessidades de proteção, igualmente para todos os elementos, tendo em conta os dados inseridos a partir do Revit e a temperatura do perfil sem proteção já determinada. Podem então surgir essencialmente três tipos de resultados: *i)* a temperatura atingida sem proteção pode ser inferior à temperatura crítica não sendo necessário proteger os elementos; *ii)* pode ser necessária proteção realizando-se o cálculo da sua espessura; *iii)* pode ser necessária proteção mas a mesma não ser viável por aplicação do sistema de proteção escolhido. Este cálculo envolve uma aplicação iterativa do método simplificado (secção 5.2.1.2), testando-se várias espessuras de proteção até à determinação da espessura ótima suficiente para que a temperatura atingida no período de tempo definido seja inferior ou igual à temperatura crítica. Em alternativa, a determinação das espessuras de proteção pode ser realizada através da consulta de tabelas de ensaios, de acordo com a base de dados disponível.

Os valores obtidos são posteriormente adicionados aos *Schedules* do Revit, efetuando-se a análise económica e avaliando-se a necessidade de proceder a alterações na estrutura e no sistema de proteção adotado.

Na secção seguinte são explicadas as particularidades da ferramenta de cálculo quanto à aplicação do método simplificado e da consulta de tabelas.

Na Tabela 6.4 é resumida a informação partilhada e automatismos no fluxo FirePro-Steel – Revit (Fluxo 4).

Tabela 6.4- Fluxo FirePro-Steel - Revit (Fluxo 4).

Fluxo	Informação partilhada do FirePro-Steel para o Revit	Automatismos	
④	Espessura de proteção passiva		Recurso a um <i>add-in</i> pago do Revit.
			Inserção dos valores diretamente no Revit.

6.4.3. Utilização dos programas Robot, Revit e FirePro-Steel

Nesta secção será abordado de que forma devem ser usados os programas ARSA, Revit e FirePro-Steel, mas apenas no que diz respeito à análise ao fogo. Pretende-se assim clarificar o modo de utilização de cada um dos programas tendo em conta os objetivos a atingir e que se perceba o trabalho realizado com vista à sua interoperabilidade.

6.4.3.1. Autodesk Robot Structural Analysis

Como se pode observar pela Figura 6.9, é possível aceder ao módulo de estruturas metálicas do ARSA através do menu *Design* da barra de ferramentas. Este módulo permite realizar o cálculo da estrutura metálica à temperatura ambiente e também sob ação do fogo, de acordo com o estipulado no método simplificado da EN 1993-1-2.

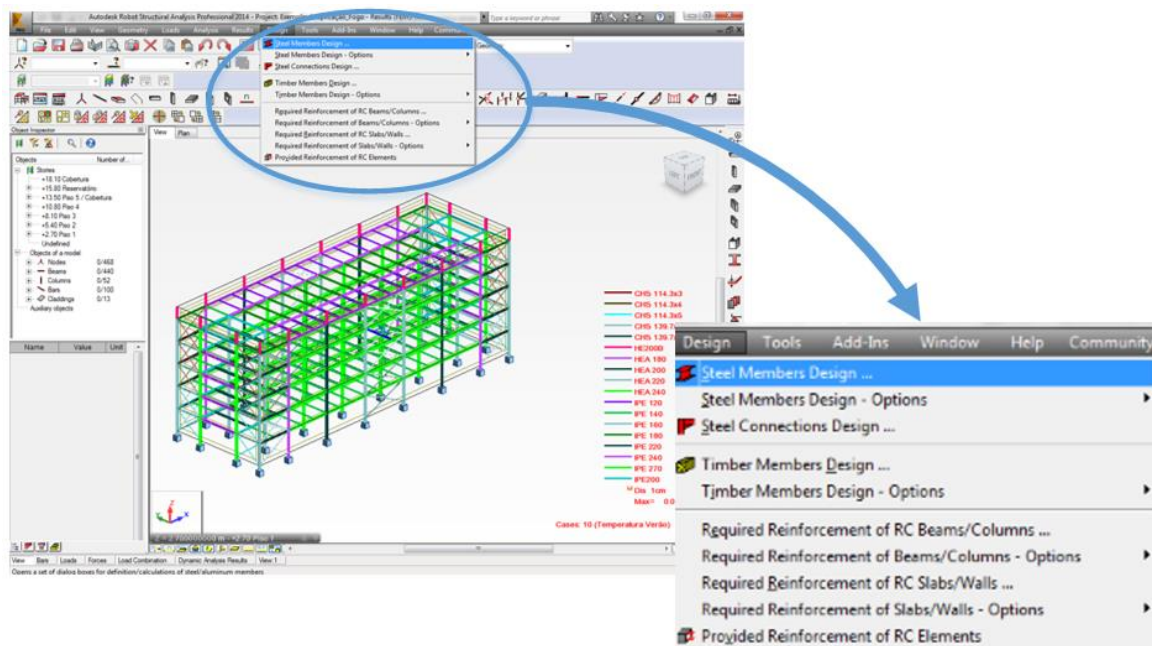


Figura 6.9 - Módulo para verificação da segurança em estruturas metálicas no RSA

Abrindo o referido módulo, são apresentadas no ecrã duas janelas (Figura 6.10), onde o utilizador define os parâmetros a associar a cada elemento ou grupos de elementos da estrutura, e o tipo de cálculo a efetuar tendo em conta as opções normativas disponíveis.

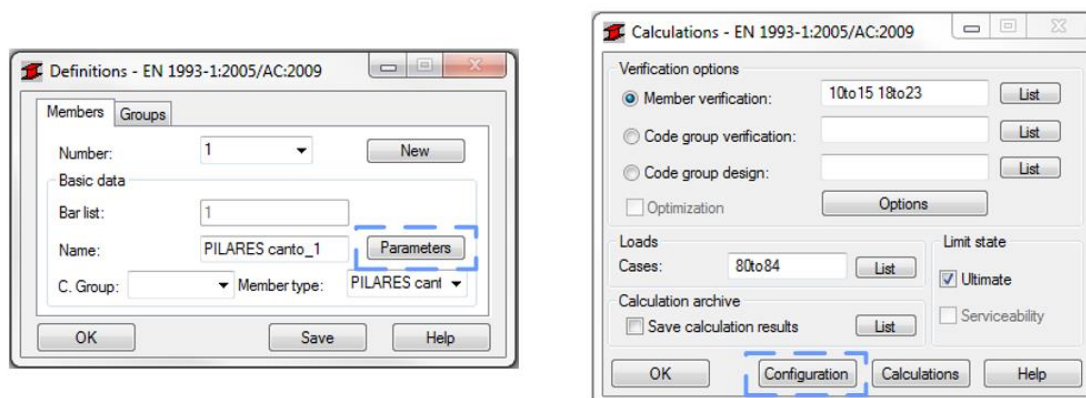


Figura 6.10 - Janelas de opções para a definição dos parâmetros de cálculo e os métodos de cálculo para a verificação da segurança estrutural no RSA.

Selecionando o campo referente aos parâmetros na janela das definições dos elementos da estrutura, é disponibilizado um conjunto de opções para análise estrutural de acordo com a EN 1993-1-1. Pode-se no entanto ativar, na zona inferior da janela, a definição adicional de parâmetros específicos para a análise ao fogo segundo a norma EN 1993-1-2, conforme ilustrado na Figura 6.12.

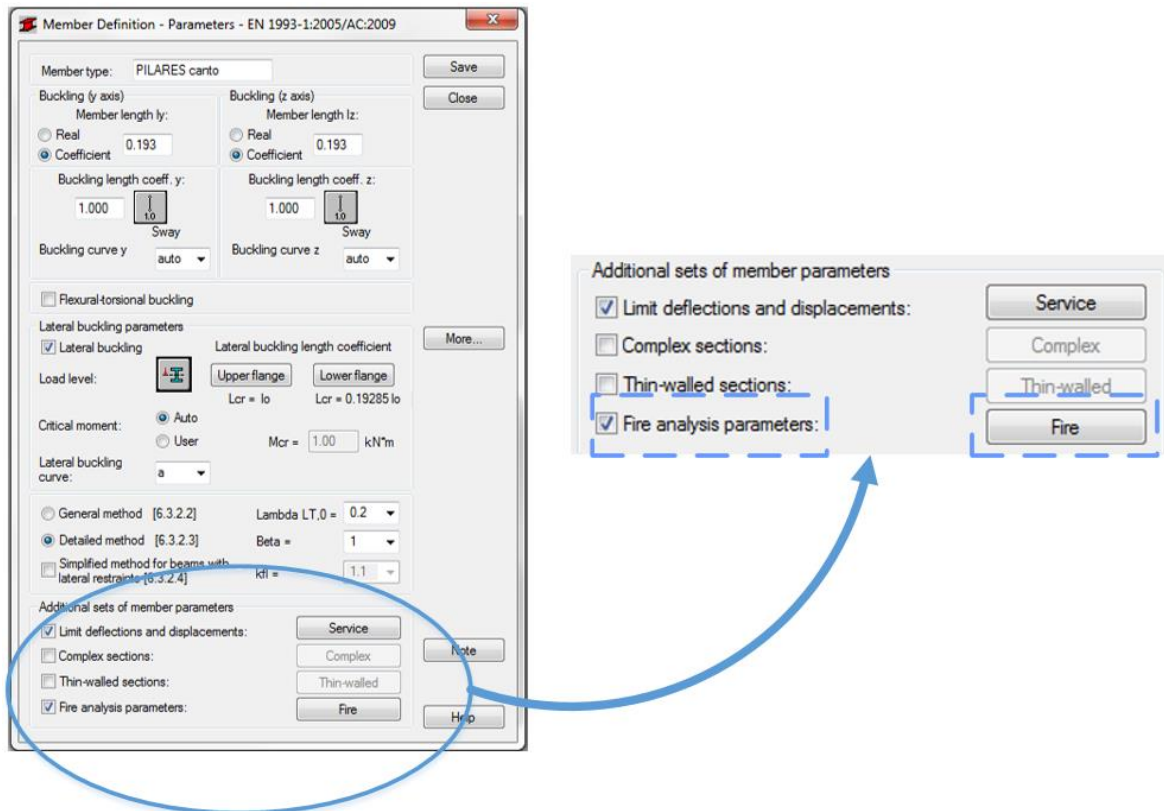


Figura 6.12 – Parâmetros gerais dos elementos metálicos na verificação da segurança estrutural no RSA. Os parâmetros relativos à ação do fogo para os diferentes elementos metálicos, são os necessários para a aplicação do método simplificado, tanto ao nível da ação térmica como ao nível da verificação da resistência. A janela referente a este conjunto de opções é a apresentada na Figura 6.11.

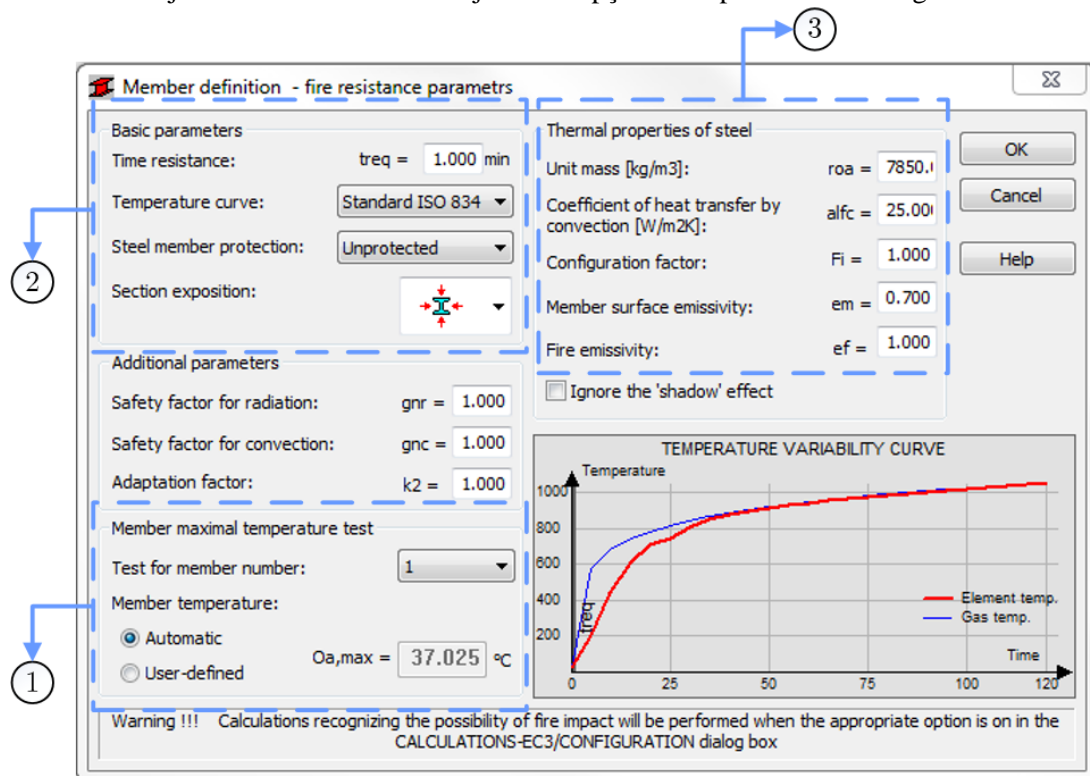


Figura 6.11 - Parâmetros relativos à ação do fogo para verificação da segurança estrutural no RSA.

A definição destes parâmetros está intimamente ligada com os domínios de aplicação do método simplificado, nomeadamente ao domínio da resistência, o domínio da relação temperatura-tempo e o domínio do tempo. Uma vez que apenas se pretende que o ARSA forneça indicações quanto à temperatura crítica de cada elemento estrutural, apenas podem satisfazer esse requisito os métodos no domínio da resistência e no domínio da relação temperatura-tempo.

Para compreender melhor de que forma devem ser preenchidos estes campos, para irem ao encontro do domínio pretendido, será feita uma descrição sucinta dos campos assinalados (1,2 e 3) na Figura 6.11.

Inicialmente terá definir-se se a determinação da temperatura dos elementos é efetuada pelo ARSA ou definida pelo utilizador, tal como indica a Figura 6.13.

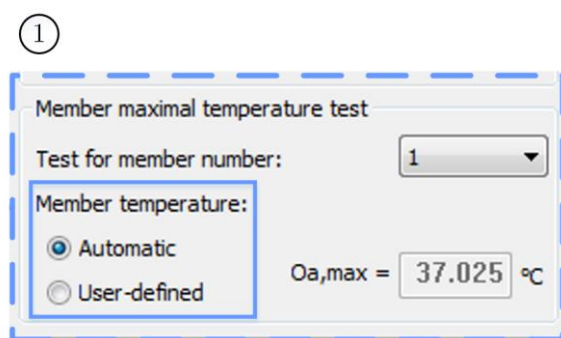


Figura 6.13 - Modo de determinação da temperatura no elemento pelo RSA.

Se a temperatura for estipulada pelo utilizador, os restantes campos da janela principal não são editáveis, uma vez que não são utilizados pelo programa. Esta opção é tomada quando se pretende verificar se para uma determinada temperatura definida pelo utilizador, um elemento ou um conjunto de elementos verificam os critérios de resistência (verificação no domínio da resistência). Esta opção é útil quando se pretende estipular patamares de temperaturas para grupos de elementos, testando-se a sua resistência por exemplo de 50 em 50 °C e uniformizando os valores das temperaturas críticas.

Deste modo, diminui-se o esforço de introdução de temperaturas críticas no Revit, que conforme já foi dito é um processo necessariamente sem recurso a automatismos. Será naturalmente muito mais rápido atribuir a mesma temperatura crítica a grupos de elementos, do que uma temperatura crítica elemento a elemento.

Se a temperatura do elemento for definida de forma automática, já terão de ser preenchidos os campos com influência no cálculo da evolução da temperatura, significando que o ARSA irá aplicar o método simplificado na sua totalidade, isto é, tanto para a determinação da temperatura nos elementos como para a verificação da resistência. Esta opção é tomada quando se pretende que seja efetuada a verificação no domínio da relação temperatura-tempo.

Para determinar a temperatura nos elementos metálicos é necessário estipular se estes estão protegidos ou não, o número de faces expostas ao fogo e o tipo de curva nominal que induzirá a ação térmica (Figura 6.14).

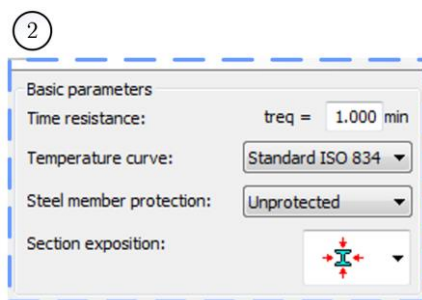


Figura 6.14 - Opções para definição das condições de exposição ao fogo no RSA

Nesta fase o tempo de resistência ao fogo, apenas tem importância no sentido de verificar se para esse limite de tempo, a temperatura máxima do elemento é ou não inferior à temperatura crítica e consequentemente se é ou não verificado o critério de resistência. No entanto, o que se pretende o que se pretende conhecer não é apenas se o elemento metálico sem proteção resiste ou não ao fogo no período de tempo requerido, mas também, nos casos em que essa resistência não é verificada, a espessura e o tipo de proteção que deverá ser aplicado tendo em vista a máxima economia. Assim sendo, o objetivo na utilização do ARSA passa apenas pela determinação da temperatura crítica, podendo-se aplicar um valor baixo no tempo de resistência ao fogo, para que seja garantidamente verificada a resistência e retirada apenas a informação da temperatura crítica.

Importa referir que o ARSA permite também que seja determinada a temperatura num elemento metálico com proteção, podendo-se definir o tipo de material a aplicar e as suas características térmicas.

No entanto, apenas faz a verificação se a temperatura atingida no perfil é ou não inferior à crítica, para uma dada espessura de proteção (estipulada pelo utilizador) e durante o tempo de resistência requerido. Isto significa que não é efetuado um dimensionamento da proteção mas apenas uma verificação da segurança estrutural, pelo que se teriam de testar várias espessuras até se chegar à mais económica, o que iria representar um acréscimo de tempo excessivo para a análise. Além disso o ARSA não permite a consulta de tabelas de fornecedores, pelo que limita a abrangência e flexibilidade pretendida para o dimensionamento da espessura da proteção passiva.

Posteriormente são também definidas as propriedades térmicas do aço, sendo que por defeito já se encontram preenchidas as estipuladas na EN 1993-1-2, tal como se pode observar pela Figura 6.15.

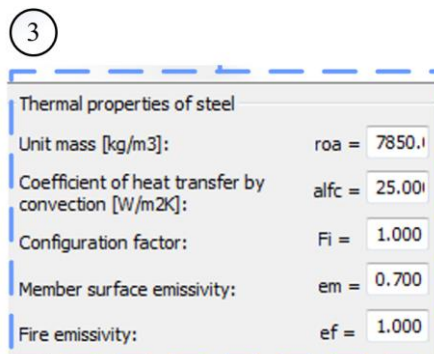


Figura 6.15 - Definição das propriedades térmicas do aço para efeito da verificação da segurança estrutural em situação de incêndio no RSA.

Após a definição dos parâmetros da ação do fogo de cada elemento, terá de ser configurado o processo de cálculo, atendendo às opções disponíveis na EN 1993-1-2 (Figura 6.16).

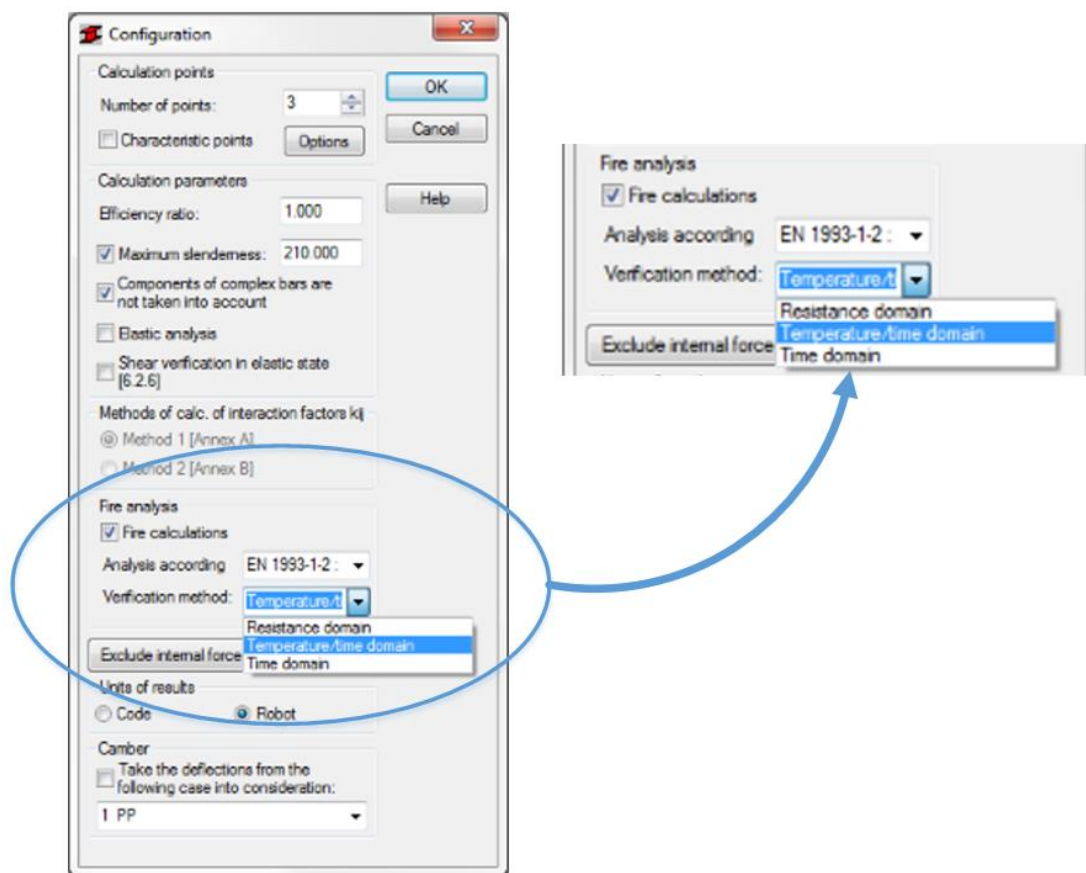


Figura 6.16 - Escolha do domínio de cálculo na verificação da segurança estrutural em situação de incêndio no RSA.

Nesta janela deve ser escolhido o método de verificação, em consonância com os parâmetros anteriormente definidos.

Na Figura 6.17, Figura 6.18 e Figura 6.19 apresentam-se os resultados obtidos para cada uma das opções, sendo que o método no domínio da resistência é o preferível para o processo de análise desenvolvido e o método no domínio do tempo não é aplicável.

No domínio da resistência é feito o cálculo da resistência, atendendo à diminuição das propriedades mecânicas do aço e para a temperatura definida, verificando-se se é ou não superior aos esforços instalados no elemento. Neste caso, atribuem-se patamares decrescentes de temperatura aos elementos estruturais, verificando-se pelo relatório do ARSA quais os que verificam os critérios de resistência. Desta forma vão sendo registadas as temperaturas consideradas críticas para cada conjunto de elementos.

O tipo de resultados obtidos quando é aplicado este método no ARSA encontra-se exemplificado na Figura 6.17.

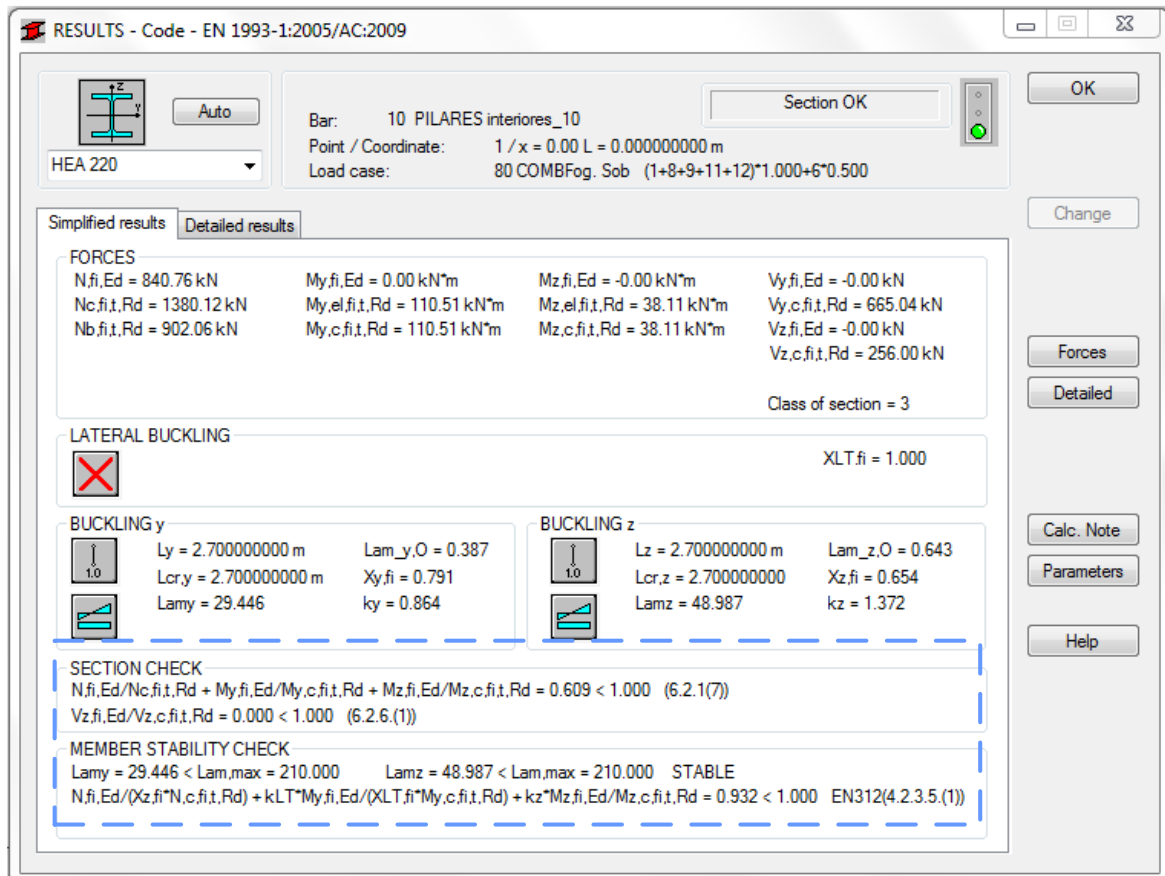


Figura 6.17 - Relatório simplificado do RSA relativo à verificação da segurança estrutural em situação de incêndio pelo método simplificado no domínio da resistência, para uma temperatura no aço de 500 °C.

No domínio da relação temperatura-tempo é realizado um processo iterativo, calculando-se sucessivamente a temperatura crítica de acordo com o grau de utilização do elemento metálico e a resistência para a temperatura obtida, até ser atingida a convergência. Quando a convergência é atingida, obtém-se o valor da temperatura crítica desejado.

O valor da temperatura crítica está assinalado na Figura 6.18 e deve ser retirado para todos os elementos de modo a ser introduzido no Revit. Note-se que a temperatura máxima que se pode observar na inequação da Figura 6.18, corresponde à temperatura atingida pelo elemento metálico durante o tempo de exposição à curva padrão que foi estipulada pelo utilizador.

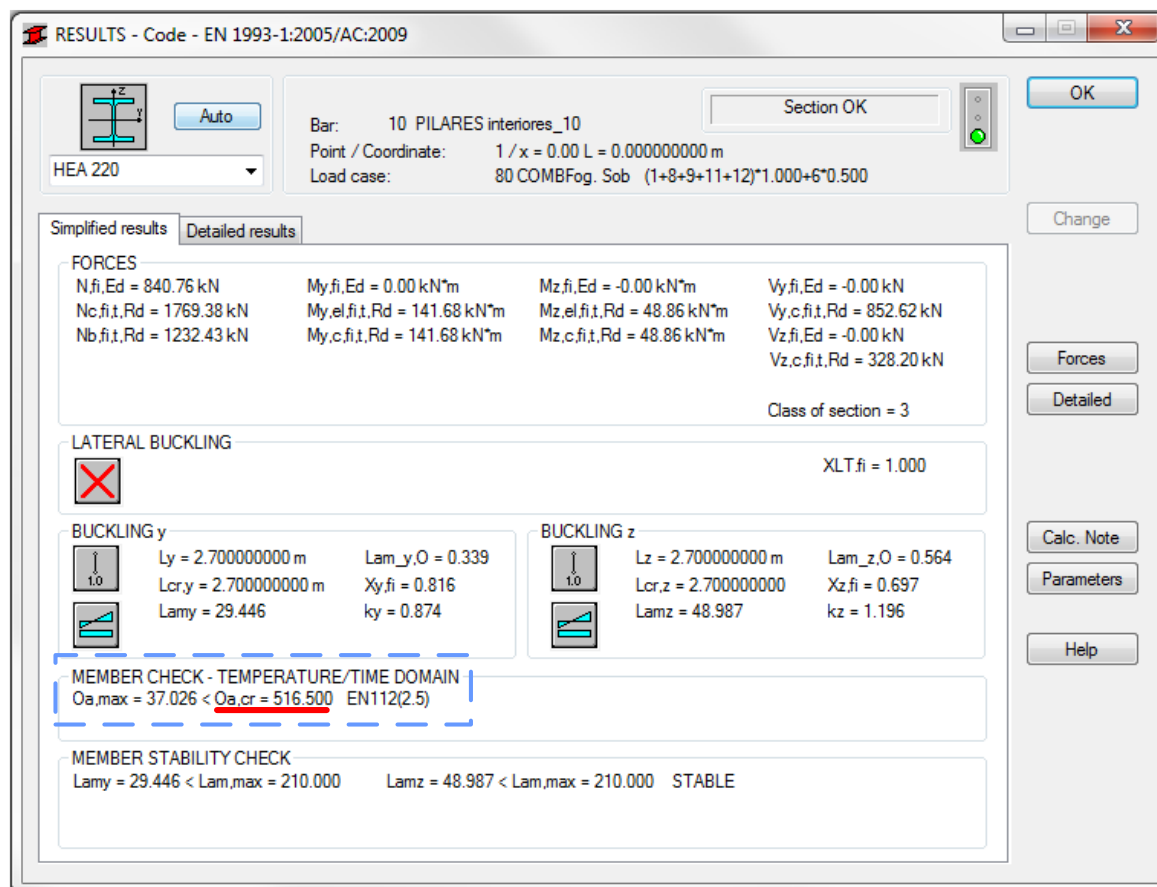


Figura 6.18 - Relatório simplificado do RSA relativo à verificação da segurança estrutural em situação de incêndio pelo método simplificado no domínio da temperatura.

No domínio do tempo o processo é similar ao anterior, mas em vez de ser fornecida a indicação da temperatura crítica, é fornecida a indicação do tempo para o qual esta temperatura é atingida, verificando-se se é ou não superior ao tempo requerido de resistência.

Desta forma não é obtida a informação da temperatura crítica, que é o valor que se pretende retirar do ARSA, não sendo por isso útil no âmbito do processo implementado neste trabalho. Os resultados obtidos por aplicação deste método no ARSA encontram-se exemplificados na Figura 6.19.

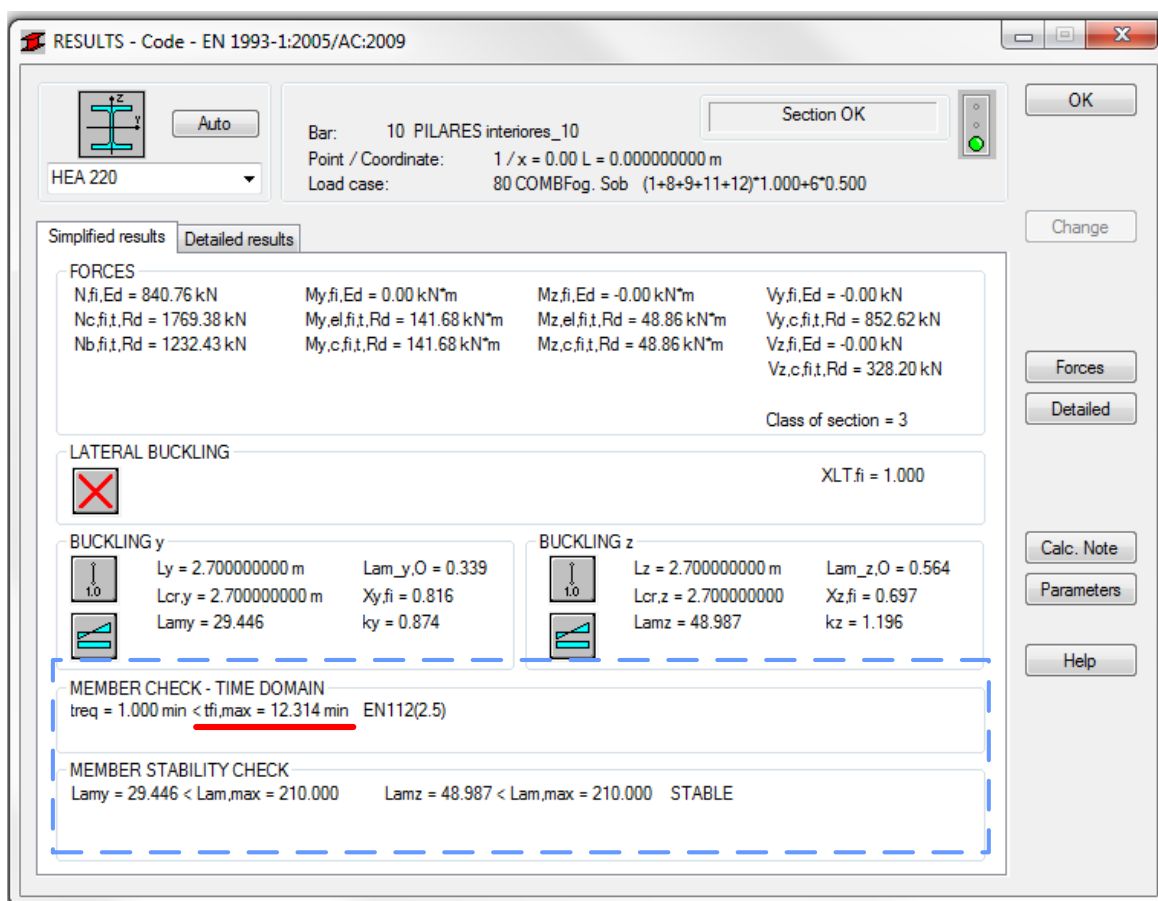


Figura 6.19 - Relatório simplificado do RSA relativo à verificação da segurança estrutural em situação de incêndio pelo método simplificado no domínio do tempo.

6.4.3.2. Revit

O Revit é o programa onde é introduzida toda a informação necessária para a utilização do FirePro-Steel, incluindo a temperatura crítica proveniente do ARSA. É também neste programa que será efetuada a análise económica, após a obtenção das espessuras de proteção.

Para ser mais simples a compreensão da utilização do Revit no âmbito da análise ao fogo, deve-se entender em traços muito gerais, o sistema hierárquico que o programa utiliza para classificar os elementos do modelo estrutural. Esta hierarquia está representada na Figura 6.20 e divide-se de acordo com a nomenclatura do Revit em categorias, famílias, tipos e instâncias.

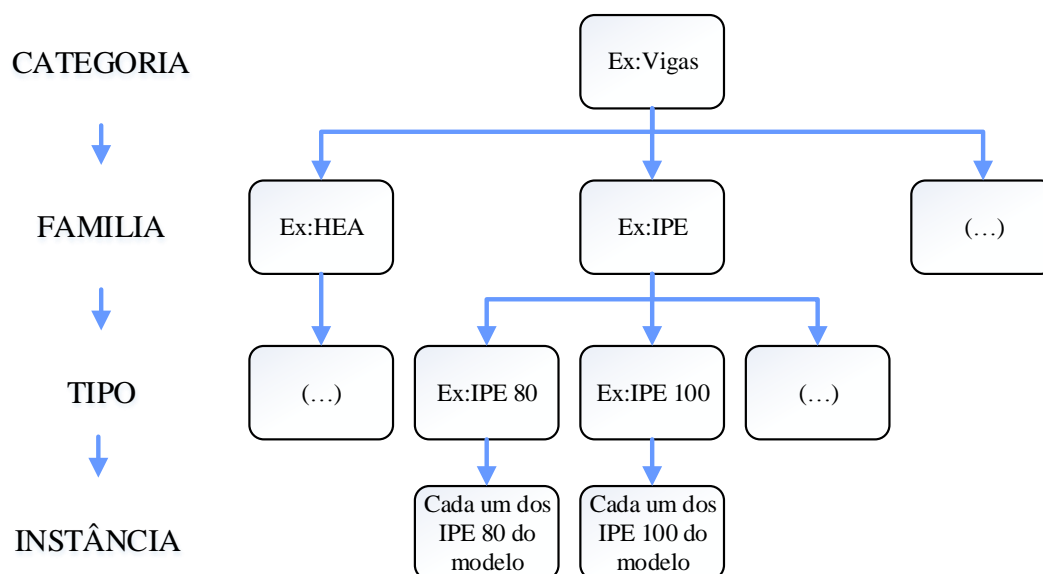


Figura 6.20 - Sistema hierárquico de classificação de elementos dos modelos REVIT.

Todos os elementos constituintes de um modelo Revit fazem parte de uma determinada categoria. Estas categorias são pré-definidas pelo programa e não podem ser criadas, apagadas, alteradas ou renomeadas. O Revit dispõe de um conjunto diversificado de categorias, tais como paredes, portas, vigas, pilares, lajes entre outros, que têm a sua função básica e tipo de comportamento no modelo BIM definidos pela categoria em que se inserem. Isto permite identificar rapidamente os elementos pretendidos, gerir a compatibilidade com outras categorias e apresentar em tabelas automáticas, *Schedules*, os valores de parâmetros associados a todos os elementos de uma dada categoria.

As categorias são no entanto muito amplas na sua abrangência. As vigas por exemplo, podem ter geometrias e definições bastante díspares, dificultando o processo de organização e parametrização sem as dividir em classes mais restritas. São exemplo disso vigas IPE ou vigas CHS, em que naturalmente os parâmetros necessários para que estas sejam paramétricas, isto é, que alterem a forma com a alteração de valores de parâmetros, sejam diferentes e obriguem a que sejam agrupadas separadamente, fazendo então parte de diferentes famílias. Assim sendo, uma viga CHS pode por exemplo ter o diâmetro como um parâmetro dimensional associado, já não acontecendo o mesmo com uma viga IPE, em que a nível dimensional terá por exemplo parâmetros para a largura e espessura dos banzos e altura e espessura da alma.

Dentro de uma família, existe ainda o interesse de criar tipos, isto é, elementos que tenham o mesmo valor associado aos parâmetros definidos para uma determinada família. Mais uma vez, voltando ao exemplo das vigas, logicamente há o interesse em guardar tipos de vigas IPE, com as medidas standerizadas como é o caso dos perfis das conhecidas tabelas Arbed. Desta forma e dentro da família de IPE, podemos ter o tipo IPE 80, IPE 100, IPE 120 e todos os outros que desejarmos que sejam agrupados de forma diferenciada.

Num modelo BIM, podemos ter um conjunto alargado de elementos da categoria vigas, que sejam da família dos IPE e que sejam do tipo IPE 120. No entanto, cada um desses elementos tem uma

determinada característica que os diferencia dos demais, nem que seja a sua localização no edifício onde estão modeladas. Esta unicidade de todos os elementos de um modelo BIM do Revit leva-nos ao nível mais baixo de classificação, que o programa define como instância. Este conceito tem interesse também no caso do presente processo de cálculo, em que será necessário atribuir por exemplo uma temperatura crítica a cada um dos elementos metálico de um projeto, a qual pode ser diferente não só entre vigas e pilares (categorias), não só entre IPE e HEA (famílias), não só entre IPE 80 e IPE 120 (tipos) mas também entre diferentes IPE 80 pertencentes ao mesmo projeto (instâncias).

Os tipos de parâmetros são outro conceito essencial para a compreensão do processo de cálculo apresentado, sendo indissociáveis do sistema de classificação anteriormente explicado. Assim sendo, importa saber que iguais parâmetros podem estar associados a diferentes tipos dentro da mesma família, mas o respetivo valor ser diferente para cada tipo dentro dessa família, denominando-se parâmetros de tipo. Isto é, o parâmetro relativo à altura da secção transversal de uma viga IPE, pode estar presente em todos os tipos de IPE dentro dessa família, mas ter valores diferentes consoante o tipo de IPE a que se referem. Desta forma, diferentes instâncias de IPE 120, têm o mesmo valor do parâmetro de altura da secção, sendo este um parâmetro de tipo. Outro tipo de parâmetros essenciais são os parâmetros de instância. Estes por sua vez são parâmetros associados a diferentes instâncias dentro do mesmo tipo de uma determinada família, cujo valor pode diferir de elemento para elemento, ou seguindo a nomenclatura de classificação do Revit, de instância para instância. Estes parâmetros definem a unicidade de cada elemento do modelo.

Para seguir o procedimento estipulado foi necessário criar alguns destes parâmetros para que os respetivos valores sejam automaticamente transpostos para os *Schedules*. Estes *Schedules* devem conter apenas os elementos estruturais que se pretende analisar. Isto é facilmente atingível criando parâmetros de instância, que se apliquem apenas a elementos das categorias vigas e pilares.

É importante realçar que embora os valores atribuídos aos diferentes parâmetros sejam apresentados em *Schedules* de forma automática, foi necessário definir os parâmetros e a sua disposição, que categorias de elementos devem aparecer e qual a sua organização dentro dos *Schedules*. Para o efeito foi então criada um *Schedule* tipo para vigas e outro para pilares.

Na Figura 6.21 pode-se observar no lado direito, e identificado com o número 1, a janela de propriedades que aparece quando é selecionado um qualquer elemento do projeto e onde se encontram os diversos parâmetros relativos à análise ao fogo. Os seus valores podem ser introduzidos diretamente janela, ou então através dos referidos *Schedules*.

Por sua vez, as tabelas podem ser acedidas pela janela de navegação do projeto que se encontra do lado esquerdo da imagem, estando os campos correspondentes à tabela de vigas e de pilares identificados com o número 2.

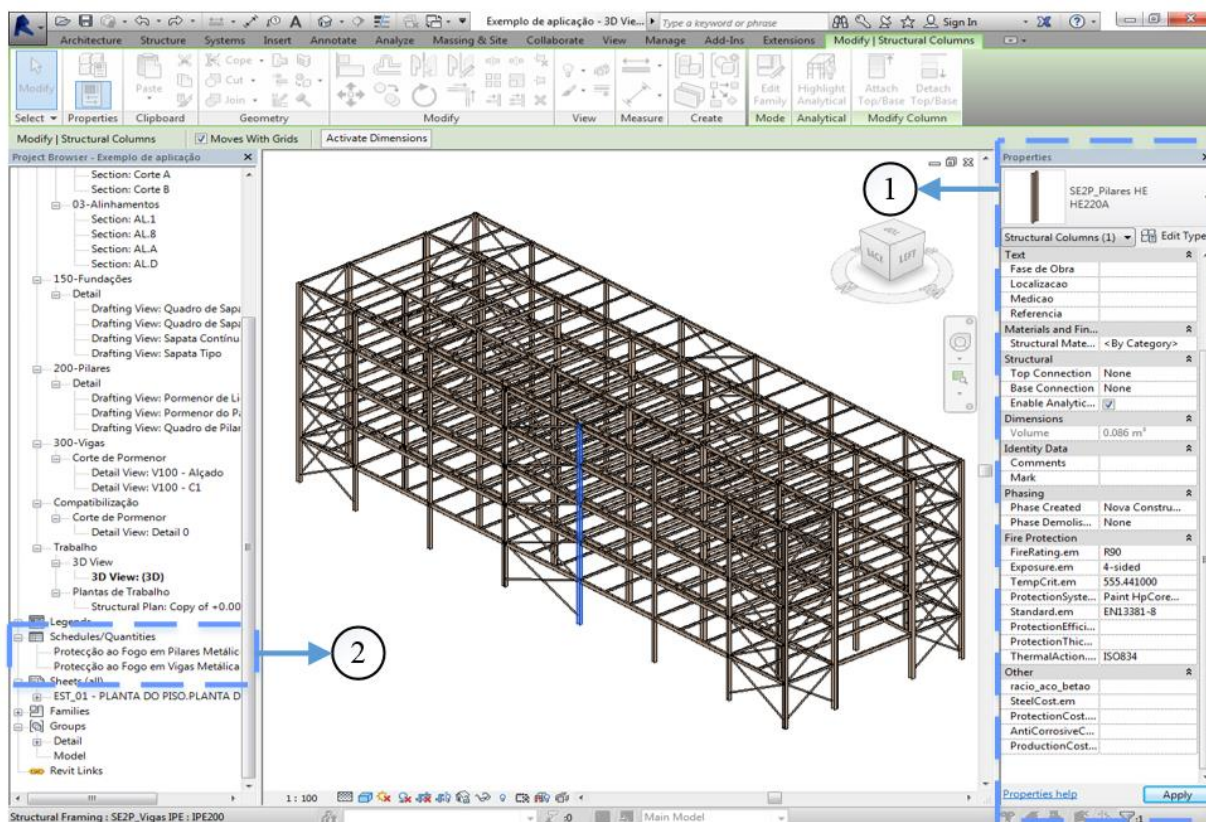


Figura 6.21 - Interface gráfico de um modelo REVIT

A janela de propriedades pode ser vista em pormenor na Figura 6.22, onde estão presentes os parâmetros de instância criados no Revit, cujos valores devem ser introduzidos manualmente. Todos estes valores devem ser preenchidos em articulação com a ferramenta de cálculo FirePro-Steel, uma vez que vão ser exportados para essa folha de cálculo, sendo necessária a total compatibilidade.

Os dados a serem introduzidos pelo utilizador estão indicados na Figura 6.22, sendo que os parâmetros da eficiência e da espessura de proteção, não são exportados para a ferramenta de cálculo. A eficiência do sistema de proteção é um dado do fabricante, utilizado para efeitos de análise económica, e a espessura de proteção será obtido após a utilização do FirePro-Steel.

Acrescenta-se que não são apenas estes os parâmetros utilizados pela ferramenta de cálculo. Existem outros parâmetros definidos no Revit, que não os parâmetros de instância, denominados de parâmetros de tipo que são essenciais ao uso da ferramenta. Exemplos destes parâmetros são as massividades para a proteção em caixão ou no contorno do perfil e para exposições em três ou quatro lados do perfil. O próprio tipo de perfil é uma informação importante, com influencia no fator *Kshadow* (fator de sombreamento – secção 4.3), sendo igualmente um parâmetro de tipo.

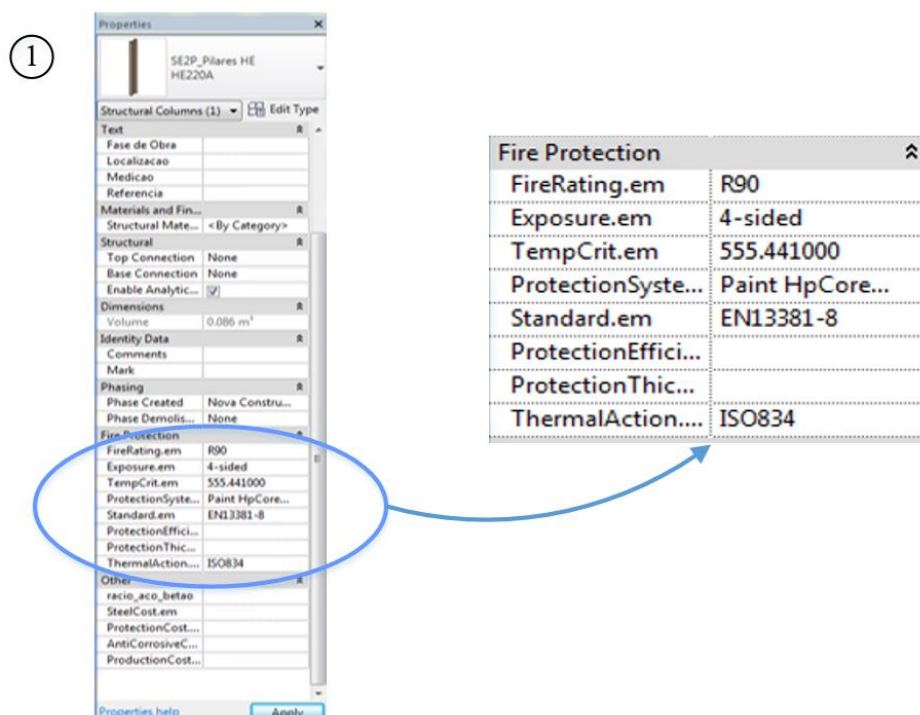


Figura 6.22 - Janela de propriedades para introdução dos dados relativos ao fogo.

Tanto os parâmetros de instância como os parâmetros de tipo são necessários tendo em vista a exportação para a folha de cálculo do FirePro-Steel e para a análise economia a efetuar no próprio Revit. Na Figura 6.23 é apresentado o *Schedule* relativo a pilares e vigas metálicas.

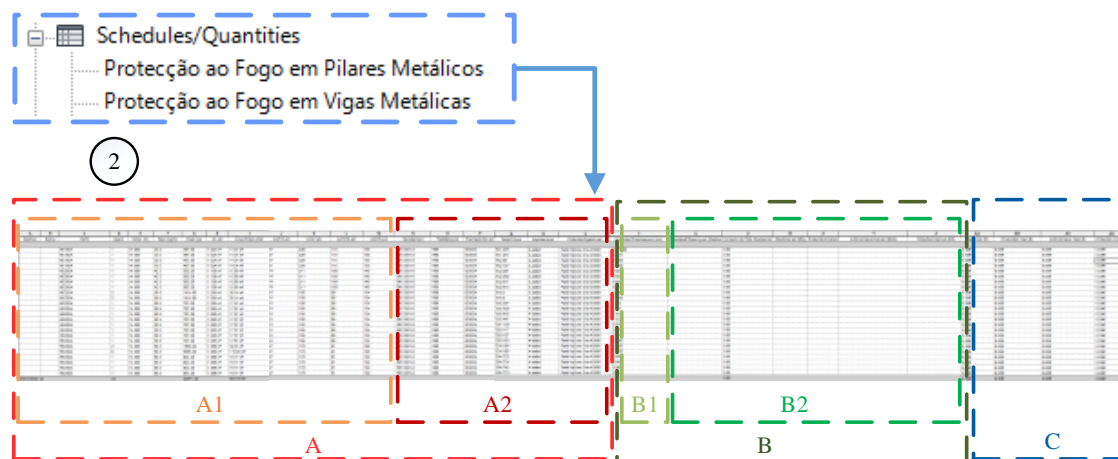


Figura 6.23 - Schedule criado no Revit para o procedimento estabelecido de análise ao fogo de elementos metálicos.

Na tabela apresentada efetuou-se uma divisão esquemática para que seja perceptível com maior facilidade, a proveniência e finalidade de cada uma das suas partes.

A parte A corresponde à totalidade de dados que são exportados para o FirePro-Steel. A disposição destes parâmetros em colunas, cumpre o mesmo *layout* definido no FirePro-Steel, para facilitar o reconhecimento de dados pelo programa desenvolvido. Esta parte da tabela foi dividida em duas secções (A1 e A2), representando respetivamente os parâmetros de tipo e os parâmetros de instância. Note-se que os valores dos parâmetros de tipo não são introduzidos manualmente no Revit. São

parâmetros que foram criados para este programa, mas que dependem do tipo de perfil e como tal não são variáveis de elemento para elemento.

Existem alguns parâmetros como a quantidade, o peso, a área de pintura e outros, que estão presentes na parte da tabela que será exportada para a folha de cálculo do FirePro-Steel, mas que não são utilizadas para efeitos de cálculo. No entanto são dados que justificam a sua presença na ferramenta de cálculo, para que o projetista possa visualizar o peso que determinados elementos podem ter no custo da obra e em função dos resultados quanto à proteção necessária, decidir onde valerá a pena intervir, seja pela alteração do perfil ou do sistema de proteção.

A parte B refere-se a dados introduzidos pelo utilizador, como os parâmetros de instância, com interesse para a análise económica. Dentro destes dados, para além da eficiência da proteção passiva ao fogo, preço do aço, preço de proteção anticorrosiva e custo de produção, consta igualmente a espessura de proteção necessária que resulta da utilização da ferramenta de cálculo. A parte B1 corresponde então aos dados provenientes do FirePro-Steel e a parte B2 corresponde aos restantes dados necessários para que seja feita a análise de custos.

Na parte C figuram os resultados da análise económica. Com o intuito de se perceber que variáveis têm maior impacto no custo final da obra e de que forma esse custo pode ser reduzido, estes resultados estão divididos em custos relativos ao aço, custos de produção, custos com a proteção anticorrosiva e custos com a proteção passiva ao fogo.

6.4.3.3. FirePro-Steel

Nesta secção será apresentado o interface desta ferramenta de cálculo e como se procede à sua utilização e atualização.

Como é sabido, um documento do Excel pode ter várias folhas que são trabalháveis em forma de tabela, podendo comunicar entre si. É o que sucede com esta ferramenta de cálculo que dispõe de várias folhas, divididas da forma representada na Figura 6.24, e identificadas pelas letras A, B e C.

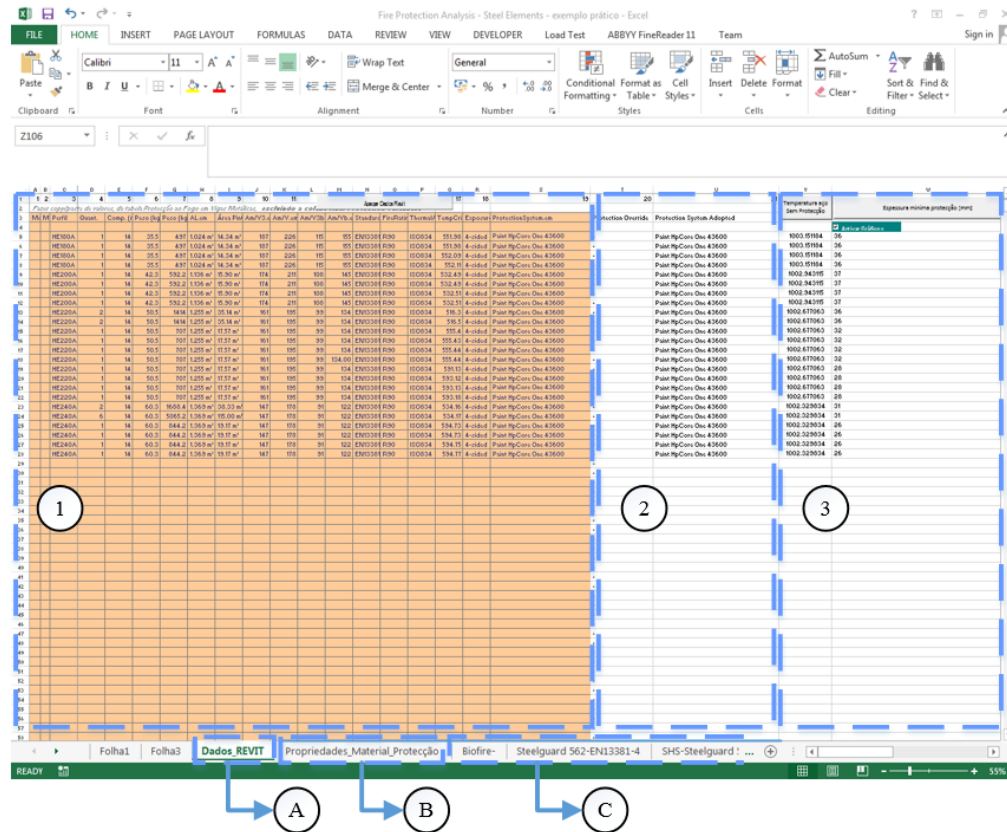


Figura 6.24 - Interface principal do FirePro-Steel.

A folha A tem o nome “Dados_REVIT” e é para onde é transferida a informação proveniente do Revit. Esta é a folha onde o utilizador primordialmente irá interagir com a ferramenta, realizando os cálculos pretendidos. Esta folha foi também dividida em 3 partes para uma melhor compreensão do seu funcionamento.

Por sua vez a folha B, designada por “Propriedades_Material_Proteção”, tem duma upla funcionalidade. Por um lado serve para indicar os sistemas de proteção disponíveis na ferramenta de cálculo e respetivas características, e por outro, serve de guião para que o utilizador saiba como deve introduzir os dados no Revit nomeadamente as tabelas de fabricantes.

As folhas que fazem parte do grupo C correspondem à base de dados das tabelas de ensaios, fornecidas por fabricantes de sistemas de proteção ao fogo.

I. Folha A

Relativamente à folha principal, identificada como grupo A, pode ser feita uma divisão nas partes 1,2 e 3 (Figura 6.24).

Na parte 1, são introduzidos os dados provenientes do Revit. A parte 2 corresponde à zona onde o utilizador pode fazer a sua opção quanto a sistemas de proteção alternativos. Na parte 3 é onde se obtêm os resultados do cálculo das necessidades de proteção passiva.

Na Figura 6.25 está representado o fluxo de informação do Revit para o FirePro-Steel. Deve ser feita uma exportação apenas da parte A do *Schedule* do Revit, que tem exatamente a mesma configuração do seu destino no FirePro-Steel. Optou-se pela identificação destes campos a laranja, não só para o

utilizador identificar facilmente se foi transposta uma tabela do Revit com a mesma dimensão da recetora no FirePro-Steel, mas também para que fique perfeitamente identificável a zona que não deve ser manipulada.

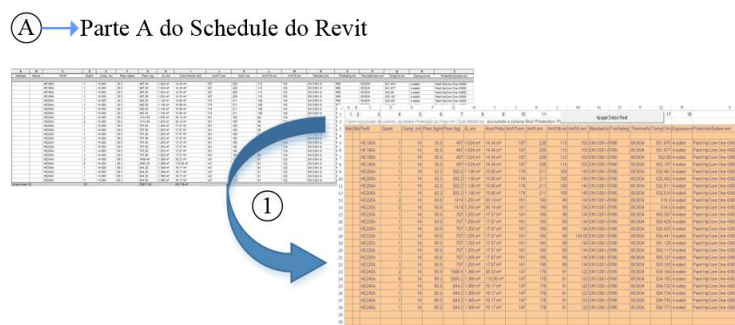


Figura 6.25 - Fluxo de informação do Revit para o FirePro-Steel.

A parte 2 da folha principal é onde o utilizador pode definir o sistema de proteção a aplicar em cada elemento estrutural. Esta opção permite avaliar numa fase preliminar e de forma rápida, o eventual benefício da alteração do sistema de proteção, ou até mesmo a obrigatoriedade em fazê-lo, caso o sistema originalmente adotado seja insuficiente para proteger o elemento. Esta opção pode ser feita selecionando uma das opções disponíveis na lista, tal como ilustra a Figura 6.26, que estão em correspondência com os dados existentes na folha das propriedades dos materiais de proteção. Esta lista é dinamicamente alterada, sempre que forem feitas alterações ou adendas aos materiais da referida folha.

Ⓐ → Parte A do Schedule do Revit

Ⓑ → Parte B do FirePro-Steel

	A	T	U
1	1	20	
2	Faz -		
	-		Protection System Adopted
	STD Spray mineral fibre		Paint HpCore One 43600
	STD Spray vermiculite cement		Paint HpCore One 43600
	STD Spray perlite		Paint HpCore One 43600
	STD Spray HD vermiculite and cement		Paint HpCore One 43600
	STD Spray HD perlite and cement		Paint HpCore One 43600
	Spray Biofire		Paint HpCore One 43600
	STD Spray HD vermiculite and gypsum		Paint HpCore One 43600
8	-		Paint HpCore One 43600
9	-		Paint HpCore One 43600
10	-		Paint HpCore One 43600
11	-		Paint HpCore One 43600
12	-		Paint HpCore One 43600
13	-		Paint HpCore One 43600

Figura 6.26 - Escolha do material de proteção a aplicar aos elementos metálicos em análise.

Finalmente é na parte 3 da folha ilustrada na Figura 6.27, que se ativam os cálculos e se obtêm os resultados. Os resultados são: a temperatura do aço sem proteção; a espessura mínima de proteção; o tempo de atraso caso seja efetuado um cálculo analítico, para um material com a percentagem de água presente na sua constituição conhecida.

Nesta parte encontra-se disponível um botão, para aceder ao assistente da ferramenta de cálculo que poderá elucidar o utilizador em alguma dificuldade que possa surgir.

3

Temperatura aço Sem Protecção	Espessura mínima protecção [mm]		Help
<input checked="" type="checkbox"/> Activar Gráficos			
1003.151184	36		0.388799995
1003.151184	36		0.388799995
1003.151184	36		0.388799995
1003.151184	36		0.388799995
1002.943115	37		0.410699993
1002.943115	37		0.410699993
1002.943115	37		0.410699993
1002.943115	37		0.410699993
1002.677063	36		0.388799995
1002.677063	36		0.388799995
1002.677063	32		0.307200015
1002.677063	32		0.307200015
1002.677063	32		0.307200015

Figura 6.27 - Campos de ativação de cálculo e obtenção de resultados do Fire Protection Analysis
- Steel Elements.

II. Folha B

A folha referente aos materiais de proteção está representada na Figura 6.28. Adotou-se mais uma vez a sua divisão (B1 a B4), para que seja mais simples a explicação da sua funcionalidade. Trata-se de uma folha dinâmica, na medida em que pode e deve ser atualizada sempre que surjam novos dados de fornecedores ou na literatura quanto a materiais de proteção e as suas características.

B

	Protection technique	Calculation Method	Massa específica	Moisture content P [%]	Condutibilidade térmica λ_p [W/(mK)]	Specific heat C_p [J/(KgK)]	Standards			Protection Efficiency [I/m ² /mm]	Material Cost [€/t]
							BS476	EN13381-8	Others		
STD Spray mineral fibre	profile	Analytical	300	1	0.12	1200					
STD Spray vermiculite cement	profile	Analytical	350	15	0.12	1200					
STD Spray perlite	profile	Analytical	350	15	0.12	1200					
STD Spray HD vermiculite and cement	profile	Analytical	550	15	0.12	1100					
STD Spray HD perlite and cement	profile	Analytical	550	15	0.12	1100					
Spray Biofire	profile	Analytical	550	15	0.05	1200			UNE 23-093-81		
STD Spray HD vermiculite and gypsum	profile	Analytical	650	15	0.12	1100					
STD Spray HD perlite and gypsum	profile	Analytical	650	15	0.12	1100					
STD Board vermiculite and cement	box	Analytical	800	15	0.2	1200					
STD Board perlite and cement	box	Analytical	800	0	0.2	1200					
STD Board fibre-silicate	box	Analytical	600	3	0.15	1200					
STD Board fibre-calcium-silicate	box	Analytical	600	0	0.15	1200					
STD Board fibre-cement	box	Analytical	800	5	0.15	1200					
STD Board gypsum	box	Analytical	800	20	0.2	1700					
STD Compressed fiber boards fibre silic	box	Analytical	150	2	0.2	1200					
Concrete	solid	Analytical	2300	4	1.6	1000					
Light weight concrete	solid	Analytical	1600	5	0.8	840					
STD Concrete bricks	box	Analytical	2200	8	1	1200					
STD Brick with holes	box	Analytical	1000	0	0.4	1200					
STD Solid bricks	box	Analytical	2000	0	1.2	1200					
Paint 7B-300	profile	Table						*		1.400	7.000
Paint 7H-960	profile	Table								1.450	5.000
Paint Firetex FX1003	profile	Table					*				
Paint Steelguard 562	profile	Table					*			1.330	9.490
Paint HpCore One 43600	profile	Table					*	*		1.330	9.200

B1 B2 B3 B4

Figura 6.28 - Base de dados com as características dos materiais de proteção passiva ao fogo e métodos de cálculo associados.

A parte B1, corresponde à zona de identificação do sistema de proteção, da sua técnica de aplicação e do método de cálculo que o programa vai aplicar (analítico segundo o Eurocódigo ou através da consulta das tabelas de fabricantes).

Na Figura 6.29 é representado um pormenor da parte B1 da folha referente às propriedades dos materiais de proteção e tem algumas particularidades que devem ser destacadas.

O nome dado aos materiais de proteção pode ou não ser precedido de “STD”. A inclusão de “STD” na identificação, representa que as características do material são provenientes de literatura fidedigna, como é o caso da referência (Franssen e Vila Real, 2010) e não de ensaios de um fornecedor. Para que o utilizador, através da lista disponível na folha principal com os materiais de proteção, possa facilmente identificar quais as opções disponíveis para os três principais tipos de sistema de proteção, utilizou-se a designação “*Spray*” para materiais projetados, “*paint*” para tintas e “*board*” para proteções em caixão.

O campo “*Protection technique*” serve para o programa identificar o valor de massividade a utilizar nos cálculos, tendo em conta o sistema de proteção adotado.

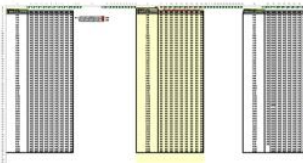
O campo “*Calculation Method*” tem a finalidade de identificar se o cálculo vai ser efetuado pelo método simplificado do Eurocódigo, utilizando as propriedades dos materiais indicadas na folha, ou por consulta de tabelas de ensaios fornecidas pelos fabricantes.

A parte B2 é onde se encontram as propriedades dos materiais requeridos pelo método simplificado (Figura 6.29). Estas propriedades devem ser determinadas experimentalmente de acordo com a norma EN 13301-4, e são diferentes das que o material apresenta à temperatura ambiente. Trata-se de informações difíceis de obter junto dos fornecedores e aplicadores dos sistemas de proteção passiva ao fogo, pelo que as consideradas são provenientes do livro (Franssen e Vila Real, 2010).

B1			B2			
	Protection technique	Calculation Method	Massa específica ρ [Kg/m ³]	Moisture content P [%]	Condutibilidade térmica λ_p [W/(mK)]	Specific heat Cp [J/(KgK)]
STD Spray mineral fibre	profile	Analytical	300	1	0.12	1200
STD Spray vermiculite cement	profile	Analytical	350	15	0.12	1200
STD Spray perlite	profile	Analytical	350	15	0.12	1200
STD Spray HD vermiculite and cement	profile	Analytical	550	15	0.12	1100
STD Spray HD perlite and cement	profile	Analytical	550	15	0.12	1100
Spray Biofire	profile	Table				
STD Spray HD vermiculite and gypsum	profile	Analytical	650	15	0.12	1100
STD Spray HD perlite and gypsum	profile	Analytical	650	15	0.12	1100
STD Board vermiculite and cement	box	Analytical	800	15	0.2	1200
STD Board perlite and cement	box	Analytical	800	0	0.2	1200
STD Board fibre-silicate	box	Analytical	600	3	0.15	1200
STD Board fibre-calcium-silicate	box	Analytical	600	0	0.15	1200
STD Board fibre-cement	box	Analytical	800	5	0.15	1200
STD Board gypsum	box	Analytical	800	20	0.2	1700
STD Compressed fiber boards fibre silicate,	box	Analytical	150	2	0.2	1200
Paint 7B-300	profile	Table				
Paint 7H-960	profile	Table				
Paint Firetex FX1003	profile	Table				

Figura 6.29 - Dados dos diferentes materiais de proteção relevantes para o cálculo da proteção passiva através do método simplificado.

A parte B3 fornece a indicação das normas de ensaio, segundo as quais foram obtidos os valores tabelados das espessuras de proteção, para cada material que dispõe dessa opção de cálculo. A utilização de valores tabelados tem especial relevo no caso de tintas intumescentes, uma vez que o cálculo analítico de espessuras de proteção não é aplicável a este tipo de material.



	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2	R15/3-sided									
3	Massividade\Temperatura	350	400	450	500	550	600	620	650	700
4	60	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210
5	65	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210
6	70	0.220	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210
7	75	0.240	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210
8	80	0.250	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210
9	85	0.270	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210
10	90	0.280	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210
11	95	0.300	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210
12	100	0.310	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210
13	105	0.330	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210
14	110	0.340	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210
15	115	0.360	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210
16	120	0.380	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210
17	125	0.390	0.220	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210
18	130	0.410	0.230	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210
19	135	0.420	0.240	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210
20	140	0.440	0.240	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210
21	145	0.450	0.250	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210	0.210

Figura 6.31 - Excerto a tabela de fabricantes de tinta intumescente.

Sabendo qual a folha a consultar e a tabela dentro da mesma, é feita a pesquisa da espessura de proteção necessária atendendo à massividade do perfil e à temperatura crítica obtida no ARSA. Quando necessário o programa faz a interpolação dos valores da espessura e indica quando a massividade é superior à máxima existente na tabela ou quando a temperatura crítica é inferior à mínima existente na tabela, não sendo possível, para estes casos, obter as espessuras de proteção. Existem ainda os casos em que a massividade é inferior à mínima e/ou a temperatura crítica é superior à máxima. Tendo em conta que diminuindo a massividade e/ou aumentando a temperatura crítica diminuem as necessidades de proteção, não faria sentido não apresentar um resultado. Nestas situações optou-se pela apresentação da mais baixa espessura de proteção suficiente para a relação massividade/temperatura do elemento analisado, indicando-se que a espessura é excessiva e que a massividade e/ou temperatura estão limitadas a um determinado valor.

6.4.4. Outras funcionalidades

O FirePro-Steel, disponibiliza ainda a representação gráfica dos resultados da evolução da temperatura nos vários elementos metálicos, com e sem proteção, apresentando também a curva nominal utilizada para determinação da ação térmica, conforme ilustrado na Figura 6.32.

A representação gráfica é opcional uma vez que implica um acréscimo no tempo de execução do programa, sendo desnecessária quando apenas se pretende a obtenção de espessuras de proteção.

Esta opção está apenas disponível quando é efetuado um cálculo analítico, uma vez que por consulta de tabelas não se consegue obter o desenvolvimento da temperatura do perfil com proteção.

A escolha dos elementos com e sem proteção a incluir na representação gráfica é feita pela seleção de *Checkboxes* que são criadas automaticamente com essa finalidade, não havendo limitação no número de elementos a incluir no gráfico.

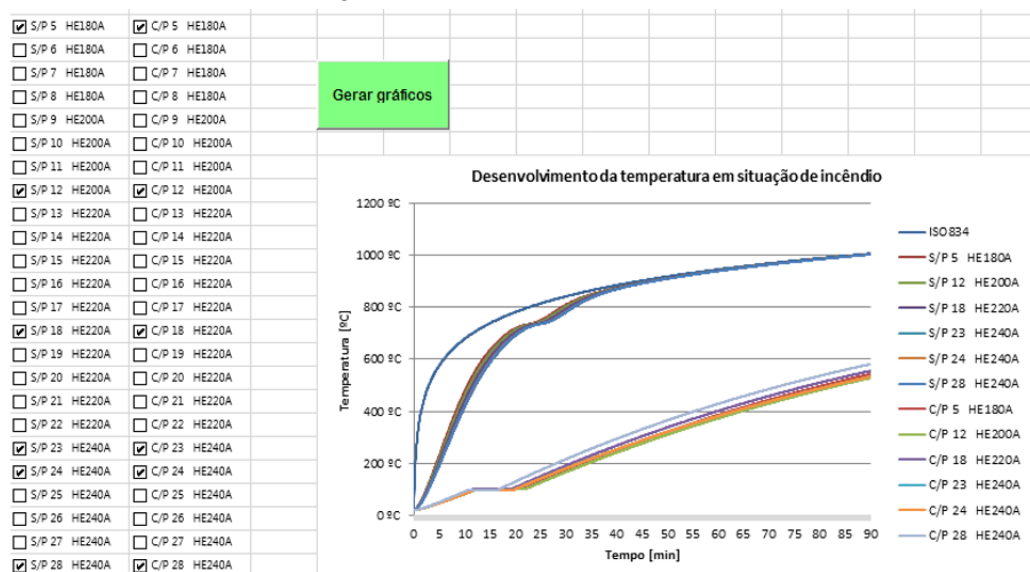


Figura 6.32 - Representação gráfica da evolução da temperatura nos elementos metálicos com e sem proteção passiva.

6.4.5. Limitações

Existem essencialmente três tipos de limitações, inerentes à utilização da ferramenta de cálculo desenvolvida, nomeadamente:

- Dependência de outros programas;
- Limitações inerentes ao método de cálculo aplicado;
- Limitações relativas à funcionalidade da própria ferramenta.

A dependência de outros programas retira a autonomia no uso do FirePro-Steel. Embora fosse possível o cálculo das massividades e o cálculo da temperatura crítica dos elementos em análise através do programa desenvolvido, optou-se por utilizar as potencialidades dos programas com os quais o FirePro-Steel interage para determinação desses valores, diminuindo a necessidade de introdução de dados por parte do utilizador e simplificando a sua utilização.

As limitações relativas ao método de cálculo aplicado não serão aqui tratadas, uma vez que já foram abordadas no capítulo relativo às metodologias de cálculo dos Eurocódigos.

Relativamente às funcionalidades apenas do FirePro-Steel, existem as limitações ilustradas na Figura 6.33, que no entanto podem ser futuramente eliminadas. FirePro-Steel.

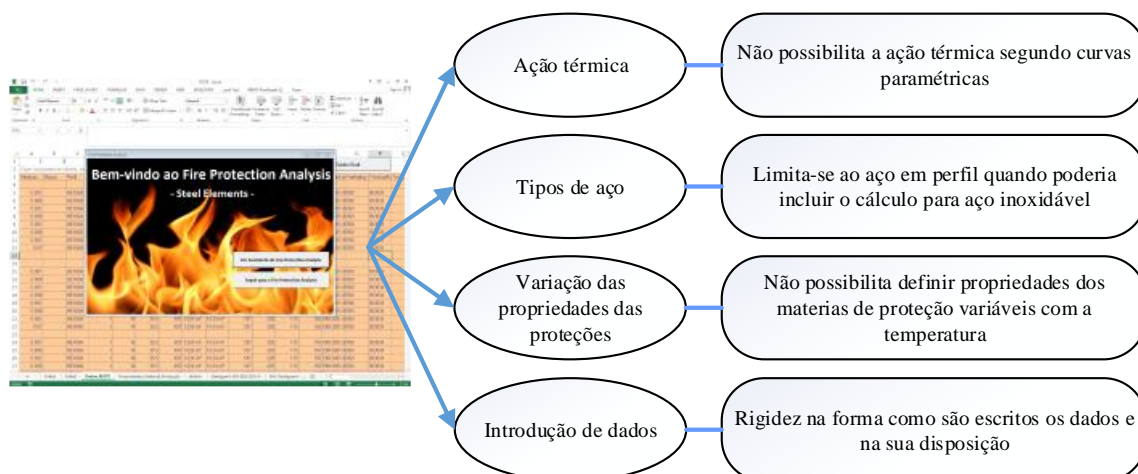


Figura 6.33 - Limitações do FirePro-Steel.

6.4.6. Validação

A validação do processo de análise ao fogo estabelecido, no qual se insere o programa desenvolvido, envolveu 3 fases distintas: *i)* validação dos resultados do ARSA ao nível da temperatura crítica; *ii)* validação do processo automático de determinação de espessuras de proteção por consulta de dados em base de dados no FirePro-Steel; *iii)* validação dos resultados inerentes ao cálculo analítico do desenvolvimento da temperatura nos perfis e das espessuras de proteção.

***i)* temperatura crítica pelo ARSA**

A validação foi realizada com base num exemplo de cálculo académico, utilizado no Mestrado em Estruturas Metálicas da Universidade de Coimbra. A validação teve como finalidade confirmar se os métodos de cálculo do Eurocódigo estavam a ser corretamente aplicados nomeadamente em termos da estimativa das temperaturas críticas. Aplicou-se diretamente as fórmulas dos Eurocódigos, atingindo-se resultados com uma aproximação satisfatória.

***ii)* determinação de espessuras de proteção por consulta de tabelas pelo FirePro-Steel**

A validação da consulta de tabelas, embora tenha sido exaustiva, não será explicada com detalhe devido à sua simplicidade. Este processo envolveu a consulta visual das espessuras de proteção, para as várias tabelas presentes na base de dados, variando-se a relação massividade/temperatura crítica. Foi tida a preocupação de prever todos os casos particulares que poderiam resultar em falhas do programa, como é o caso massividades e temperaturas críticas fora dos intervalos previstos nas tabelas.

***iii)* cálculo analítico da evolução da temperatura e espessuras de proteção pelo FirePro-Steel**

Para a validação do cálculo analítico, tal como representa a Figura 6.34, foi utilizado o programa de cálculos Elefir (Vila Real e Franssen, 2013) desenvolvido em parceria pelas Universidades de Aveiro e de Liege, sob a supervisão dos Professores Paulo Vila Real e Jean-Marc Franssen. Os cálculos que

efetua são ao nível da resposta mecânica e térmica de estruturas metálicas sob a ação do fogo, dispondo ainda da possibilidade de consideração de curvas paramétricas, de incêndio localizado ou com o desenvolvimento definido pelo utilizador.

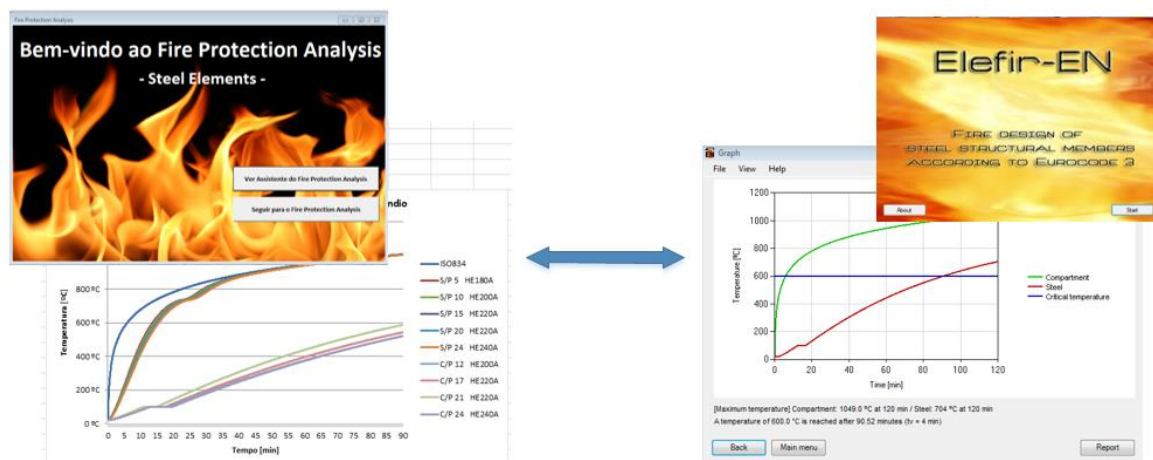


Figura 6.34 - Validação dos resultados do FirePro-Steel co base no programa Elefir

















A principal diferença entre o Elefir e o FirePro-Steel, para além do referido campo de aplicação, é que o Elefir permite apenas o cálculo elemento a elemento e não possibilita a consulta de tabela de fabricantes. Com a ferramenta desenvolvida pode ser feita uma análise significativamente mais rápida, uma vez que calcula de uma só vez todos os elementos metálicos de uma obra.

O processo de validação envolveu a tipificação de casos a analisar, com base na variação de alguns parâmetros do problema considerados relevantes.

6.4.6.1. Casos de análise

Para os tipos principais de sistemas de proteção e condições de exposição, foi considerada a variação dos tempos requeridos de resistência e das temperaturas críticas, efetuando-se o cálculo nos dois programas e comparando-se depois os resultados. Este procedimento foi apenas realizado para o perfil HEB 140, por ser o único disponível para efeitos de cálculo na versão gratuita do programa Elefir e para cada tipo de curva nominal de exposição ao fogo.

Houve também o cuidado de garantir que os valores dos parâmetros com influência no cálculo da evolução da temperatura, serem exatamente os mesmos nos dois programas. Foi efetuada a combinação de todas as variações dos parâmetros indicadas na Figura 6.34, para cada tipo de curva nominal de exposição ao fogo, no processo de validação da ferramenta FirePro-Steel.

Perfil	Tipo de sistema de proteção e massividade	Tempo de proteção	Temperatura crítica
 HEB 140	 Exposição 3 lados Proteção no contorno $Am/V3 = 155 \text{ m}^{-1}$	 30 min.	 200 °C
	 Exposição 4 lados Proteção no contorno $Am/V = 187 \text{ m}^{-1}$	 60 min.	 300 °C
	 Exposição 3 lados Proteção em caixão $Am/V3b = 98 \text{ m}^{-1}$	 90 min.	 400 °C
	 Exposição 4 lados Proteção em caixão $Am/Vb = 130 \text{ m}^{-1}$	 120 min.	 500 °C
			 600 °C
			 700 °C
			 800 °C


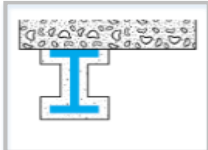

6.4.6.2. Resultados

Embora tenha sido feito uma validação exaustiva do FirePro-Steel, apenas serão apresentados alguns resultados referentes à fase de validação *iii*) indicada na Secção 6.4.6, nomeadamente no que diz respeito ao cálculo analítico das espessuras de proteção.

Relativamente ao processo de validação do cálculo da evolução da temperatura nos perfis metálicos sem proteção sob a ação das 3 diferentes curvas nominais indicadas pelos Eurocódigos, todos os resultados obtidos no FirePro-Steel foram iguais aos observados no Elefir.

Quanto ao cálculo analítico das espessuras de proteção ao fogo para uma dada temperatura crítica e tempo de exposição, os resultados que são apresentados, correspondem ao caso tipificado na Tabela 6.5.

Tabela 6.5 - Características do caso de validação apresentado.

Características da secção	Sistema de proteção	Ação do fogo
		
Perfil HEB 140 Massividade para proteção no contorno $A_m/V_3 = 155m^{-1}$	Proteção no contorno com Spray mineral fibre	Curva ISO 834

Os resultados da validação são apresentados na Tabela 6.6, Tabela 6.7 e Tabela 6.8, correspondendo a diferentes tempos de exposição ao fogo nominal. Para cada um destes tempos de exposição avaliou-se as necessidades de proteção para temperaturas críticas entre 200 e 800 °C.

Tabela 6.6 - Resultados da validação para um tempo de exposição ao fogo padrão de 30 minutos.

Tempo de resistência	Temp. crítica	Fire Protection Analysis – Steel Elements		Elefir		Diferença [%]
		Espessura proteção [mm]	Tv [min]	Espessura proteção [mm]	Tv [min]	
R30	200	26	0	24	0	7.7
	300	15	0	15	0	0.0
	400	10	0	10	0	0.0
	500	7	0	7	0	0.0
	600	5	0	5	0	0.0
	700	3	0	3	0	0.0
	800	Não necessita de proteção		Não necessita de proteção		-

Tabela 6.7 - Resultados da validação para um tempo de exposição ao fogo padrão de 60 minutos.

Tempo de resistência	Temp. crítica	Fire Protection Analysis – Steel Elements		Elefir		Diferença [%]
		Espessura proteção [mm]	Tv [min]	Espessura proteção [mm]	Tv [min]	
R60	200	53	1	46	1	13.2
	300	33	1	31	0	6.1
	400	23	0	22	0	4.4
	500	16	0	16	0	0.0
	600	11	0	11	0	0.0
	700	8	0	8	0	0.0
	800	4	0	4	0	0.0

Tabela 6.8- Resultados da validação para um tempo de exposição ao fogo padrão de 90 minutos.

Tempo de resistência	Temp. crítica	Fire Protection Analysis – Steel Elements		Elefir		Diferença [%]
		Espessura proteção [mm]	Tv [min]	Espessura proteção [mm]	Tv [min]	
R90	200	77	3	65	2	15.6
	300	51	1	46	1	9.8
	400	36	1	34	1	5.6
	500	26	0	25	0	3.9
	600	19	0	18	0	5.3
	700	13	0	13	0	0.0
	800	8	0	8	0	0.0

Tal como indicam as tabelas, verificaram-se algumas diferenças nos resultados embora sejam quase inexistentes para os casos prováveis de aplicação prática do FirePro-Steel. Note-se que de acordo com a EN 1993-1-2, não será necessário efetuar o cálculo da temperatura crítica em elementos metálicos caso se considere que a mesma é de 500 °C. Para valores iguais ou superiores de temperatura as diferenças registadas são insignificantes ou inexistentes.

Embora não seja possível aceder à programação do programa Elefir, procurou-se tentar encontrar o motivo para as discrepâncias comparando-se graficamente os casos com maior diferença percentual. Uma vez que as diferenças tornam-se mais acentuadas e frequentes com o aumento do tempo de exposição ao fogo, comparou-se a evolução da temperatura do perfil com o FirePro-Steel e o Elefir, para uma espessura de proteção de 53 mm e duração de exposição de 60 min, e para uma espessura de proteção de 77 mm e duração de exposição de 90 min. Os resultados encontram-se ilustrados graficamente respetivamente na Figura 6.35 e Figura 6.36.

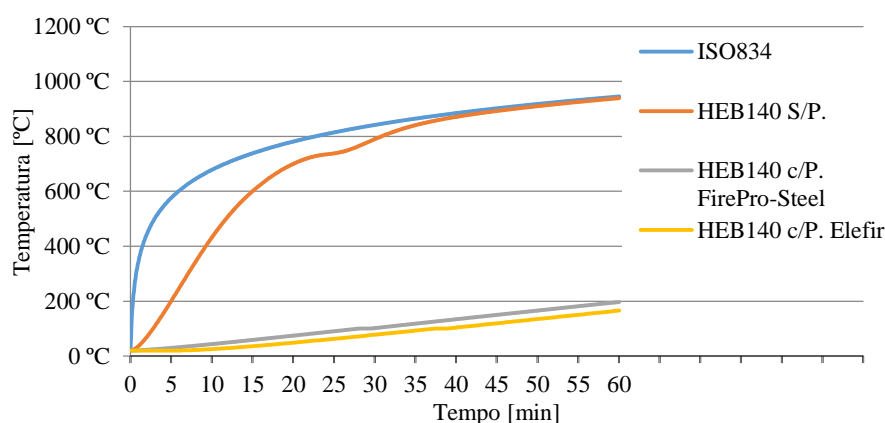


Figura 6.35- Comparação da evolução da temperatura obtida pelo FirePro-Steel e pelo Elefir para o caso de avaliação com uma espessura de proteção de 53 mm e uma duração de exposição ao fogo padrão de 60 min.

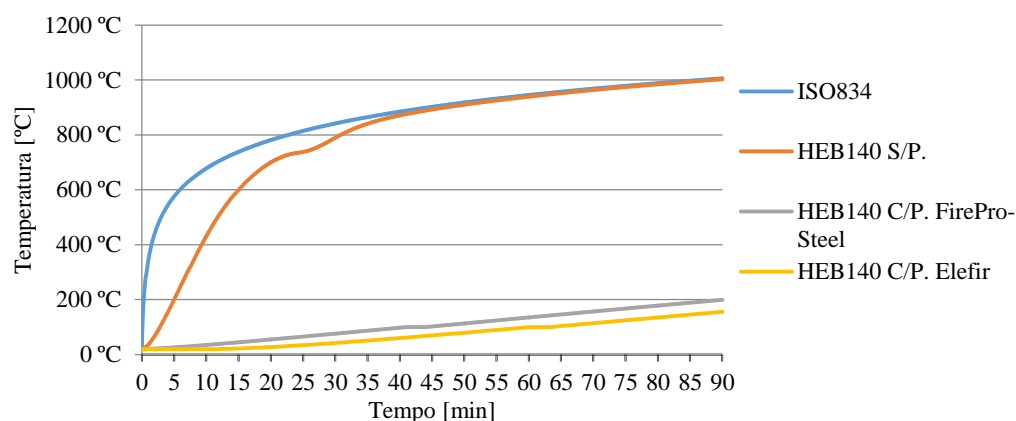


Figura 6.36- Comparação da evolução da temperatura obtida pelo FirePro-Steel e pelo Elefir, para o caso de avaliação com uma espessura de proteção de 77 mm e uma duração de exposição ao fogo padrão de 90 min.

Pela observação dos gráficos apresentados verifica-se que a diferença reside nos minutos iniciais de exposição ao fogo, uma vez que pelo Elefir é mantida a temperatura inicial de 20 °C do aço durante um curto período de tempo. De acordo com as especificações indicadas nos Eurocódigos não se encontra justificação para este fenómeno.

Para uma mais correta avaliação das implicações da diferença de espessuras de proteção na retardação do aumento da temperatura nos perfis metálicos, efetuou-se também uma comparação da evolução da temperatura nos perfis referentes ao mesmo perfil, condições de exposição ao fogo e sistema de proteção aplicado, aplicando-se o programa FirePro-Steel. Na Figura 6.37 apresenta-se a comparação para diferenciais de 1mm em diferentes gamas de espessuras de proteção, enquanto na Figura 6.38 apresenta-se o mesmo tipo de comparação mas desta feita para diferenciais de 7mm de espessura.

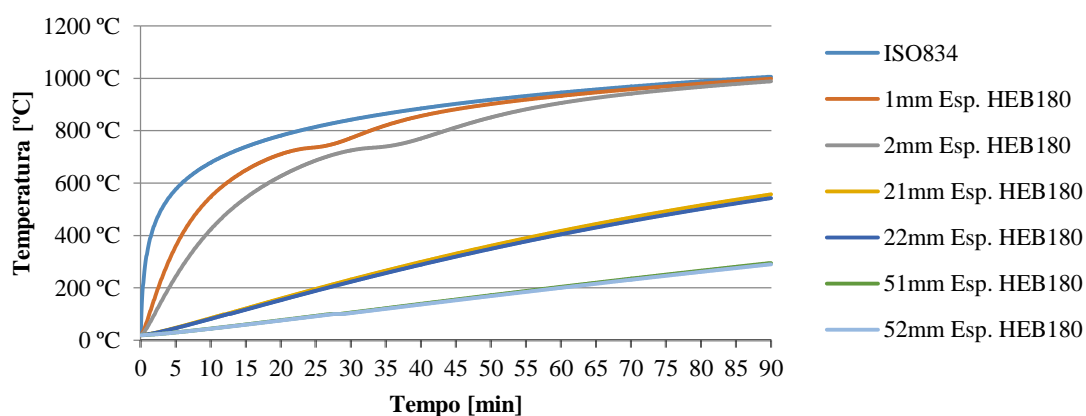


Figura 6.37 - Comparação da evolução da temperatura na secção metálica em estudo protegida, avaliando-se a influência de diferenciais de espessura de 1mm.

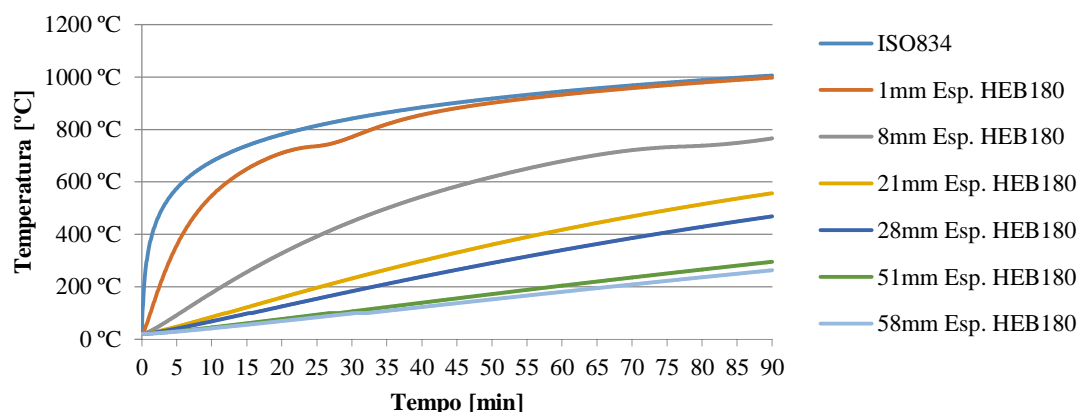


Figura 6.38 - Comparação da evolução da temperatura na secção metálica em estudo protegida, avaliando-se a influência de diferenciais de espessura de 7 mm.

Estes gráficos clarificam por exemplo que o mesmo diferencial de espessuras de proteção tem uma maior repercussão no diferencial da temperatura atingida no perfil metálico quando a quantidade de material de proteção aplicada é menor. Verifica-se também que para elevadas espessuras de proteção, um diferencial de espessura de 7 mm origina diferenças na temperatura atingida nos perfis pouco diferentes das verificadas para diferenciais de espessura de 1mm. Estes dados ajudam a perceber a importância relativa das diferenças encontradas no processo de validação, face ao programa comercial Elefir.

6.5. FERRAMENTA COMPUTACIONAL DE ANÁLISE AO FOGO DE VIGAS MISTAS

A ferramenta de cálculo para análise o fogo de vigas mistas, foi também desenvolvida em ambiente VBA do Excel, à semelhança da ferramenta de estruturas metálicas, e foi denominada de Fire Protection Analysis – Composite Beams (FirePro-CompositeBeams). O aspeto do interface gráfico do programa, e, particularmente a sua imagem de apresentação, está ilustrada na Figura 6.39.



Figura 6.39 - Imagem de apresentação do Fire Protection Analysis - Composite Beams

Esta ferramenta tem algumas semelhanças relativamente à anterior, tanto a nível de utilização como a nível das metodologias de cálculo aplicadas, pelo que serão apenas abordados os aspetos em que diferem.

O FirePro-CompositeBeams, mantém como objetivo principal, a determinação das necessidades de proteção dos elementos em análise, desta feita vigas mistas, no entanto apresenta a potencialidade de realizar também o cálculo estrutural em situação de incêndio. Esta valência foi implementada pela impossibilidade de efetuar esse cálculo no ARSA e a inexistência de programas comerciais e economicamente acessíveis, que permitissem a determinação das temperaturas críticas com a flexibilidade pretendida. Na Figura 6.40 está esquematizada a integração dos diferentes programas, incluindo a ferramenta de cálculo desenvolvida, no procedimento de análise ao fogo implementado para vigas mistas.



Figura 6.40 - Integração do programa informático Revit e do FirePro-CompositeBeams no procedimento de análise ao fogo implementado para vigas mistas.

Embora este programa tenha sido submetido a um exaustivo processo de validação, não foi possível a sua comparação com programas de cálculo comerciais que efetuem análises em situação de incêndio em vigas mistas. Assim sendo, a validação passou pela comparação dos valores obtidos para a resistência da secção mista, posicionamento do eixo neutro, resistência da conexão e

espessuras de proteção, utilizando a temperatura crítica identificada pelo FirePro-CompositeBeams e o tempo de exposição ao fogo em que a mesma foi atingida. Verificou-se através do FirePro-Steel se para o tempo de exposição ao fogo determinado a temperatura crítica obtida e as espessuras de proteção calculadas eram concordantes.

Com as temperaturas críticas obtidas, realizaram-se cálculos de validação e consulta das tabelas dos fatores redutores da resistência do aço e betão, sem qualquer automatismo, comparando-se as resistências da secção mista pelos dois processos. Uma vez que este processo de validação não foi efetuado por comparação com programas de cálculo comercial e não se verificaram diferenças nos resultados, optou-se por não abordar esta etapa de forma mais detalhada no presente documento.

6.5.1. Metodologia implementada para a análise ao fogo

A metodologia aplicada de análise ao fogo das vigas mistas baseou-se no método prescritivo, numa análise por elementos e na aplicação do método de cálculo simplificado para a determinação da evolução da temperatura e determinação da resistência mecânica sob a ação do fogo, de acordo com a EN 1994-1-2.

Apesar da ferramenta realizar o cálculo estrutural em situação de incêndio, subsiste a dependência do dimensionamento prévio à temperatura ambiente, incluindo a combinação de ações em situação de acidente, cujos resultados são depois introduzidas no programa. Este dimensionamento pode ser feito por intermédio de folhas de cálculo ou então através de programas específicos como é o caso do ABC disponibilizado gratuitamente pela Arcelor Mittal.

A metodologia de análise ao fogo definida e na qual se integra a ferramenta de cálculo, está representada na Figura 6.41. Nesta figura, destacam-se as principais diferenças relativas ao processo implementado para as estruturas metálicas. Desde já, a aplicação de cargas é geralmente feita piso a piso e não para a globalidade da estrutura, sendo os esforços retirados elemento a elemento tendo em conta as condições de apoio e fronteira definidas. Em vigas mistas existem mais elementos com funções estruturais para além do perfil, e para os quais vai ser transferida a temperatura com a consequente redução das propriedades mecânicas. A principal diferença reside no fato de ser encontrado o equilíbrio entre as forças atuantes e resistentes na secção por um aumento de temperatura, que desta feita é função da curva padrão e do tempo de resistência requerido.

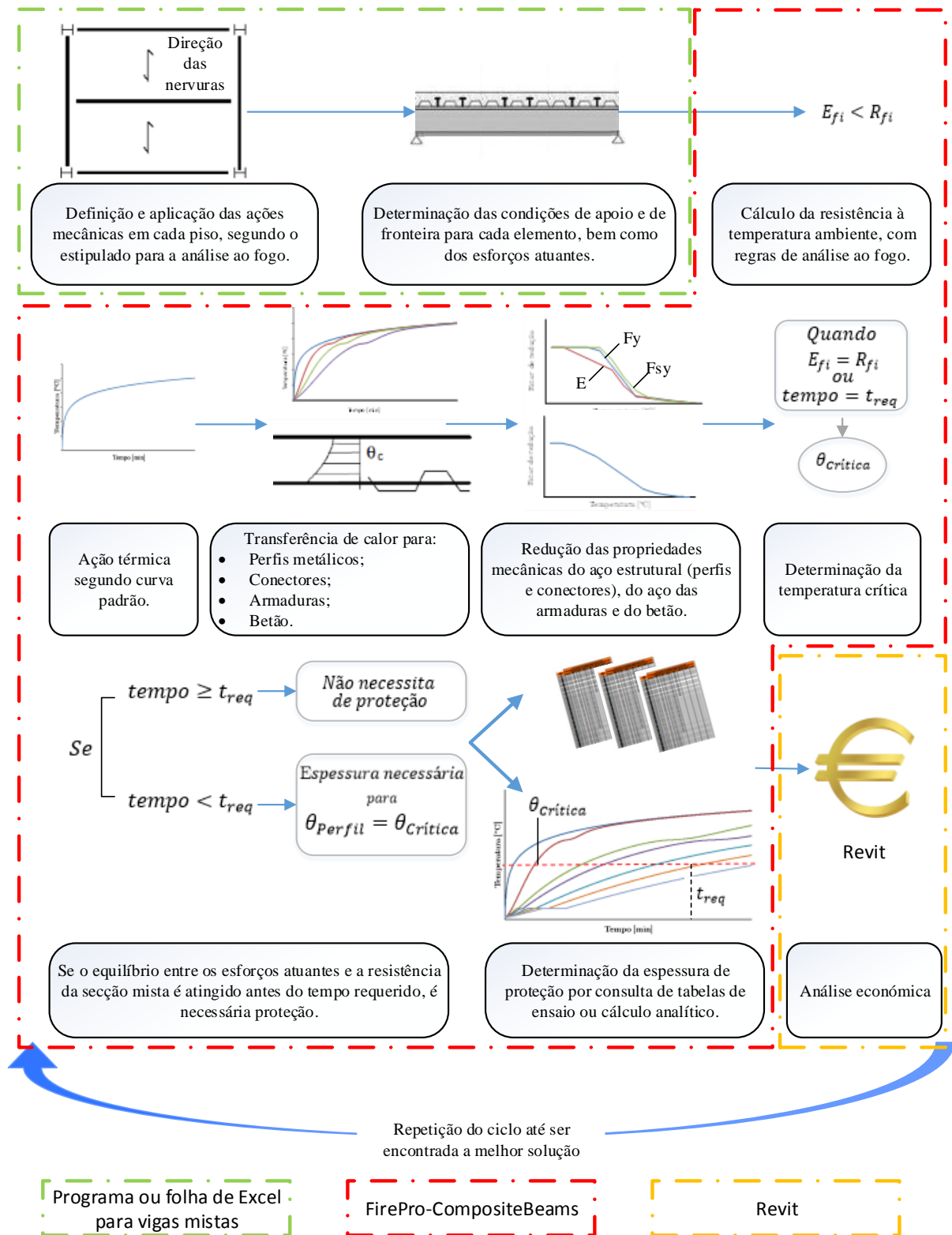


Figura 6.41 - Metodologia de análise ao fogo implementada para vigas mistas.

Mais uma vez, pretende-se que este processo possa ser repetido iterativamente, com variações no sistema estrutural e de proteção, por forma a chegar rapidamente ao cenário mais económico.

O FirePro-CompositeBeams elabora ainda relatórios de cálculo detalhados, identificando quais os parâmetros de resistência que funcionaram como critérios de paragem, e que condicionam os valores da temperatura crítica.

6.5.2. Interoperabilidade entre os programas Revit, Excel e ABC

O processo de dimensionamento ao fogo de vigas mistas, no qual se inclui a ferramenta FirePro-CompositeBeams compreende o fluxo de informação ilustrado na Figura 6.42.

Embora neste caso a ferramenta desenvolvida efetue cálculo estrutural, o dimensionamento à temperatura ambiente é realizado com base em programas de cálculo específicos, como por exemplo o programa ABC da ArcelorMittal utilizado na metodologia desenvolvida. O Revit continua a funcionar como ferramenta de desenho e modelação BIM, mas para efeitos de cálculo de resistência da secção mista, são necessários dados adicionais provenientes não apenas do Revit mas também do programa de cálculo (ex: ABC).

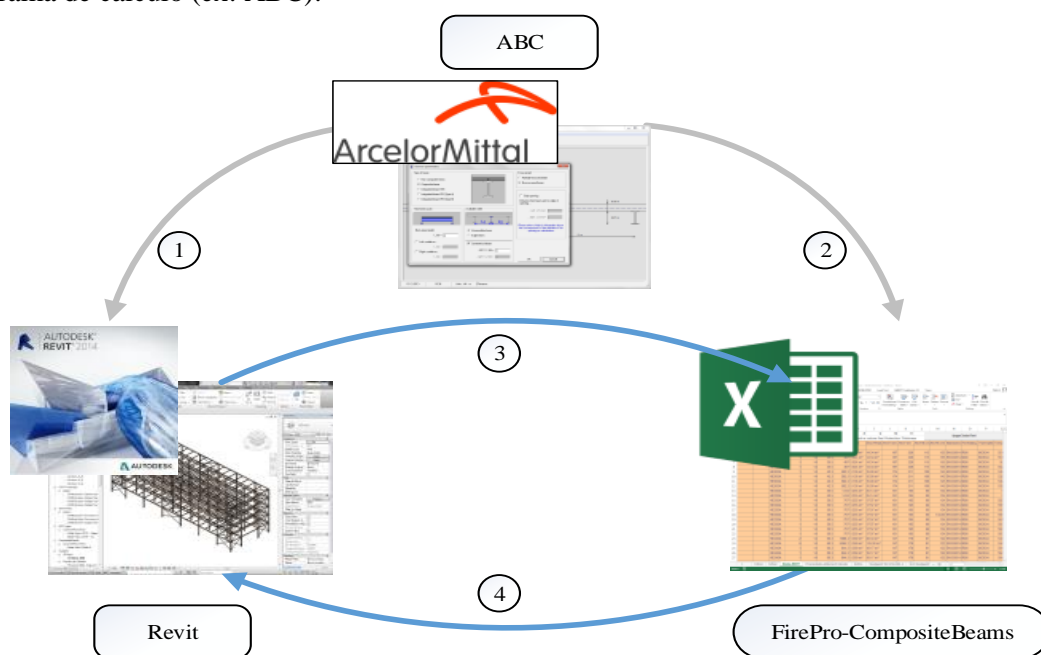


Figura 6.42 - Fluxo de informação entre os programas no procedimento de análise ao fogo implementado para estruturas metálicas.

À semelhança do que foi feito para as estruturas metálicas, será feita uma descrição mais pormenorizada da informação partilhada, por intermédio de tabelas e de uma explicação sucinta da intervenção de cada programa.


A- Fluxo ABC – Revit (Fluxo 1)

Inicialmente é efetuado um dimensionamento à temperatura ambiente com recurso ao programa ABC da Arcelor Mittal ou outros similares, definindo-se a disposição das vigas principais e secundárias, e as propriedades geométricas e mecânicas das lajes, vigas, conectores e armaduras.

Com base nesta importação é desenvolvido o modelo no Revit.

Na Tabela 6.9 é resumida a informação partilhada e automatismos no fluxo ABC-Revit (Fluxo 1).

Tabela 6.9 - Fluxo ABC-Revit (Fluxo 1).


Fluxo	Informação partilhada	Automatismos	
①	Modelo estrutural incluindo-se informações relativas aos conectores e características dos materiais utilizados.		Processo sem automatismo.

B- Fluxo ABC –FirePro-CompositeBeams (Fluxo 2)

Existem algumas informações provenientes do dimensionamento à temperatura ambiente, que dificilmente poderiam ser incluídas e em alguns casos extraídas do Revit. Optou-se pela introdução manual desses dados na ferramenta de cálculo, evitando-se um trabalho excessivo de adaptação do modelo BIM, que implicaria a introdução de um número elevado de novos parâmetros, específicos para a análise ao fogo.

Na Tabela 6.10 é resumida a informação partilhada e automatismos no fluxo ABC-FirePro-CompositeBeams (Fluxo 2).

Tabela 6.10- Fluxo ABC-FirePro-CompositeBeams (Fluxo 2).

Fluxo	Informação partilhada	Automatismos	
②	<ul style="list-style-type: none"> • Tipo de laje colaborante; • Identificação de vigas principais e secundárias; • Método de execução dos conectores; • Características geométricas e mecânicas das armaduras para momentos negativos; • Largura efetiva; • Esforços; • Vão; • Comprimento crítico. 		Processo sem automatismo.

C- Fluxo Revit –FirePro-CompositeBeams (Fluxo 3)



Os dados que são necessários adicionar ao Revit, para além dos provenientes do programa de cálculo, são os mesmos que no caso da análise em estruturas metálicas. Apenas se exclui a temperatura crítica, que vai ser calculada na própria ferramenta de cálculo e a curva nominal representativa da ação do fogo, uma vez que o método aplicado apenas é válido para a curva padrão.

Estas informações serão automaticamente incluídas nos Schedules, que são ligeiramente diferentes dos criados para as estruturas metálicas, já que os dados necessários para o FirePro-CompositeBeams, não são exatamente os mesmos.

Tendo toda a informação disponível nos Schedules do Revit é feita a transição para a folha de cálculo.

Na Tabela 6.11 é resumida a informação partilhada e automatismos no fluxo Revit-FirePro-CompositeBeams (Fluxo 3).

Tabela 6.11- Fluxo Revit-FirePro-CompositeBeams (Fluxo 3).

Fluxo	Informação partilhada	Automatismos	
③	Propriedades geométricas e mecânicas dos elementos estruturais: <ul style="list-style-type: none"> • Perfis; • Conectores; • Laje de betão; • Laje colaborante; • Armadura para momentos negativos. 		Processo automático com recurso a um <i>add-in</i> pago do Revit, ou por exportação de listagens do Revit para um ficheiro do tipo *.txt, convertendo-se posteriormente para Excel.
	Parâmetros relativos à análise ao fogo: <ul style="list-style-type: none"> • Número de faces do perfil expostas ao fogo; • Tempo de resistência ao fogo; • Sistema de proteção; • Norma associada aos ensaios quando o método de determinação das necessidades de proteção é por consulta de tabelas. 		Em alternativa pode ser efetuado sem automatismo, inserindo-se todos os valores individualmente na folha de Excel.



D- Fluxo FirePro-CompositeBeams-Revit (Fluxo 4)

Com a informação proveniente do Revit e do programa de cálculo utilizado para dimensionamento à temperatura ambiente, é efetuado o cálculo em massa para todas as vigas mistas adicionadas ao Excel. Este cálculo tem como resultados, não só as espessuras de proteção passiva a aplicar, bem como um relatório detalhado, com o objetivo de auxiliar à tomada de decisões quanto a eventuais alterações estruturais e de sistemas de proteção.

A determinação das espessuras de proteção é efetuada exatamente da mesma forma que na ferramenta de cálculo para estruturas metálicas, mantendo-se a opção por um cálculo analítico ou por consulta de tabelas. Embora o processo de cálculo das espessuras seja idêntico e a base de dados quanto a materiais de proteção seja igual, optou-se por não haver ligação entre as duas ferramentas, para que possam funcionar de forma independente.

As diferentes espessuras são depois adicionadas ao Schedule do Revit, procedendo-se à análise económica e avaliando-se a necessidade de efetuar alterações à estrutura e ao sistema de proteção.

Tabela 6.12- Fluxo FirePro-CompositeBeams-Revit (Fluxo 4).

Fluxo	Informação partilhada	Automatismos	
④	Espessura de proteção passiva.		1) Processo automático com recurso a um <i>add-in</i> pago do Revit.
			2) Em alternativa, processo sem automatismo inserindo-se estes valores diretamente no Revit.

6.5.3. Utilização dos programas Revit e FirePro-CompositeBeams

Nesta secção será descrito de que forma devem ser utilizados os programas Revit e FirePro-CompositeBeams, apenas no que diz respeito à análise ao fogo, e destacando-se as principais diferenças relativamente aos procedimentos adotados nas estruturas metálicas.

6.5.3.1. Revit

Na análise de vigas mistas, foi mantido o princípio de utilização do Revit, como repositório de informação necessária ao uso da ferramenta FirePro-CompositeBeams, para além da realização da análise económica.

Foi necessária a introdução de novos parâmetros de instância, associados à categoria de vigas, aproveitando-se os que já foram acrescentados para as estruturas metálicas. Foi igualmente aproveitada a estrutura do Schedule desenvolvido para estruturas metálicas com as alterações necessárias.

Pode-se observar na Figura 6.43, os parâmetros adicionados, sendo estes de cariz estrutural e estritamente relacionados com os conectores. Os seus valores são provenientes do dimensionamento à temperatura ambiente e introduzidos manualmente no Revit.

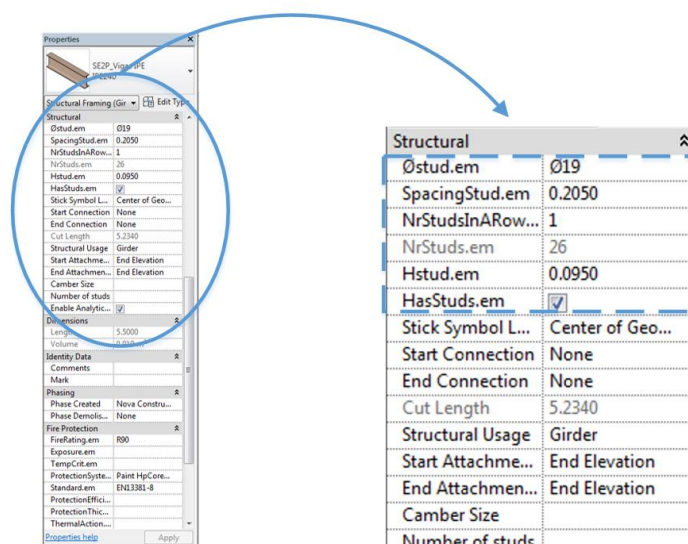


Figura 6.43 - Parâmetros adicionais inseridos no Revit para vigas mistas.

Para além destes parâmetros e dos relativos à ação do fogo, existe ainda a necessidade de extrair dados da espessura da laje de betão e das propriedades mecânicas dos materiais da laje e do perfil metálico. A espessura da laje é uma medida parametrizável e constitui um parâmetro de tipo disponível no Revit. Já as propriedades mecânicas dos materiais estão associadas ao tipo de material definido para cada elemento da estrutura.

O Revit tem incorporado por defeito, alguns materiais e correspondentes propriedades mecânicas. No entanto, verificou-se que os valores de algumas propriedades estão incorretos, optando-se por introduzir no próprio Revit, uma base de dados para os materiais aço e betão, com as respetivas propriedades mecânicas. Estas informações foram introduzidas de acordo com as especificações técnicas dispostas nas normas de produto EN 10025 (2004), no caso dos aços laminados a quente, EN10210 (2006), no caso de perfis ocos laminados a quente, EN 10219 (2006), no caso de perfis ocos enformados a frio e EN 206 (2000), no caso do betão. Na Figura 6.44 ilustra-se a base de dados dos aços e algumas das suas características.

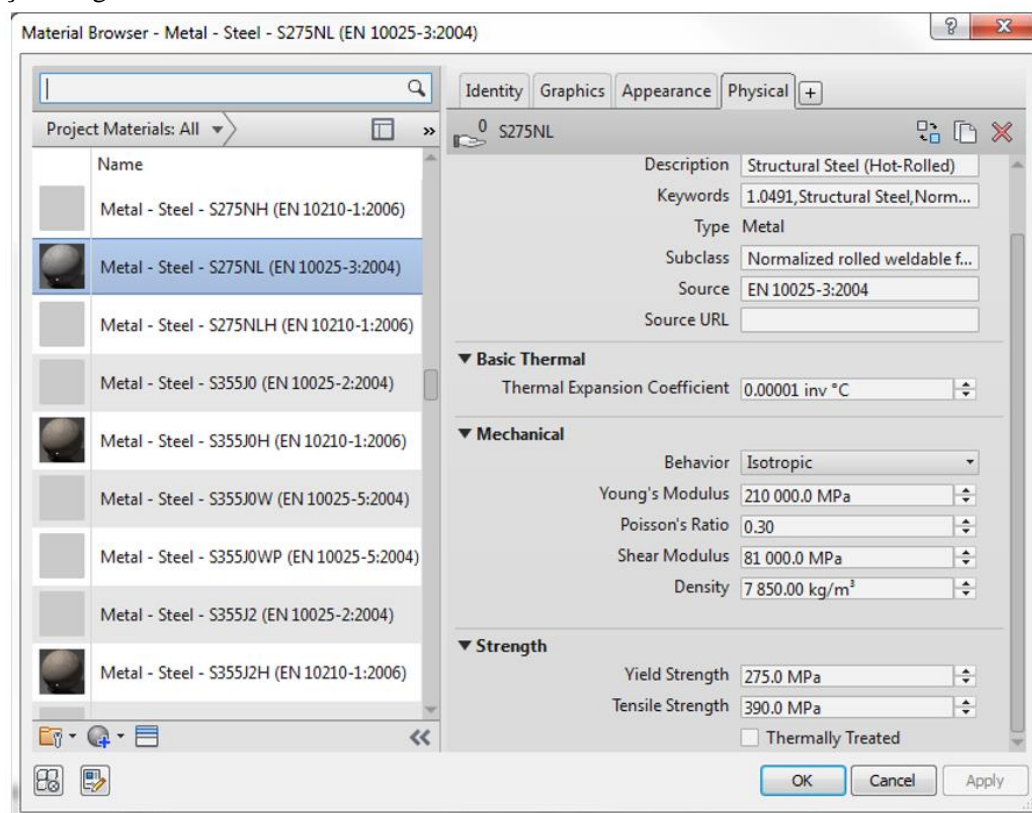


Figura 6.44 - Tipos de aço e suas características introduzidas na base de dados do Revit.

Para a análise de vigas mistas, são necessários dois Schedules distintos, um relativo às características do perfil e conectores e outro relativo às lajes de betão.

O Schedule referente às características dos perfis metálicos tem uma disposição semelhante ao criado para as estruturas metálicas (secção 6.4.3.2), destacando-se na Figura 6.45 as principais diferenças.

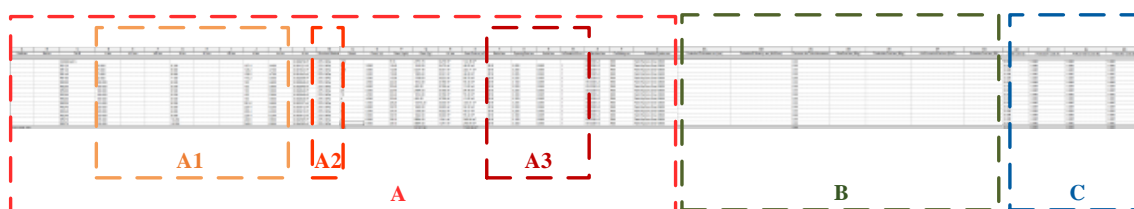


Figura 6.45 - Schedule criado no Revit para a análise ao fogo de vigas mistas, em particular dos perfis metálicos.

Dentro do conjunto de dados a transpor para o programa FirePro-CompositeBeams, identificados pela letra A, destacam-se os campos indicados pelo grupo A1, A2 e A3.

O grupo A1 inclui os campos relativos à geometria do perfil metálico, conforme se pode observar na Figura 6.46. Estes dados são essenciais, tendo em conta que nas vigas mistas é feita uma distribuição de temperatura diferenciada nos banzos e alma do perfil, com consequências na perda de propriedades resistentes, também diferenciadas nestas partes do elemento, e no cálculo orgânico.

Foram ainda adicionados os parâmetros bf1, bf2, tf1 e tf2 (respetivamente largura do banzo inferior, largura do banzo superior, espessura do banzo inferior e espessura do banzo superior), com a finalidade de prever a utilização de PRS (perfis reconstituídos soldados).

A1

D	E	F	G	H	I	J	K
b.em	bf1.em	bf2.em	tf.em	tf1.em	tf2.em	hi.em	tw.em
64.000			6.300			107.4	4.400
73.000			6.900			126.2	4.700
73.000			6.900			126.2	4.700
82.000			7.400			145.2	5.000
100.000			8.500			183	5.600
100.000			8.500			183	5.600
100.000			8.500			183	5.600
100.000			8.500			183	5.600
100.000			8.500			183	5.600
110.000			9.200			201.6	5.900
120.000			9.800			220.4	6.200
120.000			9.800			220.4	6.200
120.000			9.800			220.4	6.200
135.000			10.200			249.6	6.600
135.000			10.200			249.6	6.600

Figura 6.46 – Grupo A1 – dados da geometria dos perfis metálicos.

No grupo A2 é definida a tensão de cedência do aço e no grupo A3 encontram-se definidos os dados relativos à conexão, conforme ilustrado na Figura 6.47.

A2

M
Structural Material:
275.0 MPa
275.0 MPa
275.0 MPa
275.0 MPa
275.0 MPa
275.0 MPa
275.0 MPa
275.0 MPa
275.0 MPa
275.0 MPa
275.0 MPa
275.0 MPa
275.0 MPa
275.0 MPa

A3

T	U	V	W
Østud.em	SpacingStud.em	Hstud.em	NrStudsInARow.e
Ø16	0.205	0.095	1
Ø16	0.205	0.095	1
Ø19	0.205	0.095	1
Ø19	0.205	0.095	1
Ø19	0.100	0.095	1
Ø19	0.200	0.095	1
Ø19	0.205	0.095	1
Ø19	0.300	0.095	1
Ø19	0.350	0.095	1
Ø19	0.205	0.095	1
Ø19	0.200	0.095	1
Ø19	0.205	0.095	1
Ø19	0.300	0.095	1
Ø19	0.100	0.095	1
Ø19	0.300	0.095	1

Figura 6.47 – Grupos A2 e A3 – dados do material do perfil metálico e da conexão.

O *Schedule* com a informação relativa às lajes de betão está representado na Figura 6.48. Houve a necessidade de criar esta tabela separadamente, uma vez que não se conseguiu associar as lajes a nenhum perfil específico no Revit. Como tal, esta tabela tem a finalidade de constituir uma base de

dados na ferramenta de cálculo, identificando quais as lajes existentes no projeto, sua espessura e tensão de rotura à compressão. O utilizador poderá então selecionar qual a laje que deve estar associada a cada perfil metálico.

A	B	C
Type	Espe	Structural Material:
LM 25cm	25cm	25.0 MPa
LAV2 19cm	19cm	25.0 MPa
Colaborante 12	12cm	30.0 MPa

Figura 6.48 - Schedule com informações específicas do banzo de betão das vigas mistas.

6.5.3.2. FirePro-CompositeBeams

À semelhança da ferramenta criada para as estruturas metálicas, o FirePro-CompositeBeams é uma base de dados em Excel constituída por várias folhas trabalháveis em forma de tabela e com diferentes finalidades. Foi efetuada uma divisão, tal como ilustra a Figura 6.49, atendendo ao propósito de cada folha, que foram identificadas com as letras A, B, C e D.

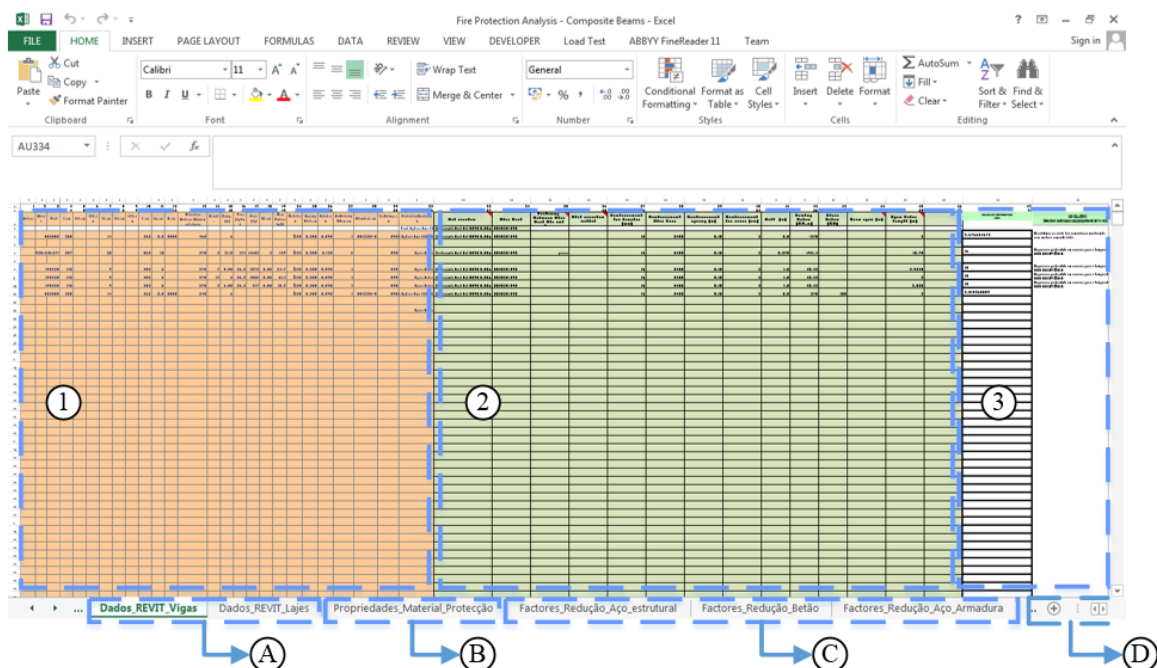


Figura 6.49 - Interface principal do FirePro-CompositeBeams.

O grupo A identifica as folhas para as quais é exportada a informação proveniente do Revit. Dentro deste grupo existe a folha denominada “Dados_REVIT_Vigas”, e a folha “Dados_REVIT_Lajes”, para onde é transposta a informação relativa às vigas e lajes de betão respetivamente.

À semelhança da ferramenta FirePro-Steel, o grupo B é constituído pela folha que identifica os tipos de sistemas de proteção disponíveis e os métodos de cálculo associados.

No grupo C encontram-se as tabelas provenientes da EN 1994-1-2, para o cálculo estrutural ao fogo e que indicam os fatores de redução das propriedades do aço estrutural, do aço para armaduras e betão, bem como a evolução da temperatura na laje de acordo com a exposição à curva padrão.

O grupo D é constituído pelas folhas referentes à base de dados de fabricantes. Neste caso, a base de dados inclui não só as tabelas de ensaios de fornecedores de materiais de proteção, mas também uma base de dados com chapas metálicas para lajes colaborantes.

No que se refere ao grupo A, a folha “Dados_REVIT_Vigas”, funciona da mesma forma que a análoga correspondente a estruturas metálicas, podendo ser dividida em 3 partes.

A parte 1 é para onde será exportada a informação proveniente do Schedule do Revit, referente ao perfil metálico e conectores. Os dados presentes nesse *Schedule* terão mais uma vez de apresentar a mesma disposição e configuração que o FirePro-CompositeBeams, estando a zona de transposição identificada a laranja.

A parte 2 é onde o utilizador irá introduzir os dados adicionais necessários para a análise ao fogo e encontra-se identificada a verde, tal como se pode observar na Figura 6.50.

②

Slab selection	Steel Deck	Reinforcing Bars (Just Deck Plate and Beam)	Steel connection method	Reinforcement bar diameter (mm)	Reinforcement Steel Class	Reinforcement spacing (mm)	Reinforcement bar cover (mm)	Slab (mm)	Shielding Action (EN1363)	Steel Action (EN1363)	Beam span (m)	Span Critical length (mm)
Collonsteel Deck 150x150x6.0mm 800x400x120				16	A430	0.0		8.0	275			3
Collonsteel Deck 150x150x6.0mm 800x400x120				16	A430	0.0		5.0	120.6			10.25
Collonsteel Deck 150x150x6.0mm 800x400x120				16	A430	0.0		1.0	48.42			2.8145
Collonsteel Deck 150x150x6.0mm 800x400x120				16	A430	0.0		1.0	48.42			2
Collonsteel Deck 150x150x6.0mm 800x400x120				16	A430	0.0		1.0	48.42			2.8145
Collonsteel Deck 150x150x6.0mm 800x400x120				16	A430	0.0		0.0	275	805		0

2.1 2.2 2.3 2.4

Figura 6.50 - Layout dos campos para introdução de informação por parte do utilizador.

Embora seja forçosamente mais extensa a quantidade de informação a introduzir pelo utilizador na folha de cálculo, tentou-se manter o critério de facilidade e rapidez de utilização, estabelecendo-se alguns critérios para o preenchimento dos dados.

A parte 2.1, visível na Figura 6.51, corresponde à seleção da laje de betão e do tipo da chapa colaborante. Esta escolha é feita por uma lista existente em cada célula, que indica as opções disponíveis tanto na base de dados das chapas colaborantes, como na folha que reúne a informação das lajes de betão existentes na estrutura.

2.1

Slab selection	Steel Deck
Colaborante Deck Slab H59S 0.88mm 120mm	HAIRCOL 59S
Colaborante Deck Slab H59S 0.88mm 120mm	HAIRCOL 59S

Rui Gavina:
A escolha do tipo de laje, feita a partir dos nomes das lajes modeladas em Revit, condiciona o facto dela ser considerada laje mista ou maciça, com as respectivas consequências no cálculo da resistência de conectores, exposição ao fogo do banzo superior e o desprezo da resistência da altura de betão nervurado nos cálculos orgânicos dos momentos resistentes. São detectadas como lajes MISTAS as que contenham no nome (Type):

- Colaborante, com ou sem maiúsculas, em qualquer posição
- LC ou LCC, com ou sem maiúsculas, em qualquer posição
- Composite, com ou sem maiúsculas, em qualquer posição
- Mista, com ou sem maiúsculas, em qualquer posição

Figura 6.51 - Definição do tipo de laje e chapa colaborante associada a cada viga mista em análise.

A parte 2.2, apresentada na Figura 6.52, é onde o utilizador indica a posição relativa entre as nervuras da laje colaborante e a viga (caso a laje seja colaborante) e o método de execução dos conectores.

2.2

Positioning Between Steel Deck Ribs and Beam	Stud execution method
paralelo	

Rui Gavina:
Técnica de aplicação dos conectores. Assumido por defeito que serão soldados através da chapa colaborante. Caso sejam soldados apenas ao perfil, furando a chapa colaborante, será suficiente introduzir qualquer tipo de dados. NOTA: Atender aos condicionamentos do diâmetro do conector e respectivo método de execução. (EN1994-1-1 & 6.4.2 (3))

Rui Gavina:
Posição relativa entre as nervuras da laje colaborante e a viga. NOTA: Assumido por defeito a posição perpendicular. Para posição paralela introduzir qualquer tipo de dado.

Figura 6.52 - Definição de disposições construtivas e métodos de execução dos conectores com influência no cálculo da conexão.

A parte 2.3, representada na Figura 6.53 é onde são indicadas as informações respeitantes às armaduras para momentos negativos. Estes campos só são preenchidos caso o esforço a analisar ao nível da secção, seja o momento fletor negativo.

2.3

Reinforcement bar diameter [mm]	Reinforcement Steel Class	Reinforcement spacing [m]	Reinforcement bar cover [cm]
16	A400	0.15	3
16	A400	0.15	3
16	A400	0.15	3

Figura 6.53 - Identificação da geometria e disposições construtivas da armadura de tração a utilizar na largura efetiva da laje de betão de cada viga mista.

A parte 2.4, ilustrada na Figura 6.54, compreende os dados relativos à largura efetiva, ao comprimento do vão e ao comprimento crítico, fundamentais para determinação da resistência ao nível da secção e do elemento. Devem igualmente ser indicados os esforços atuantes, obtidos a partir da combinação de ações acidental.

2.4

Beff [m]	Bending Action [KN.m]	Shear Action [KN]	Beam span [m]	Span Critical Length [m]
0.5				
5.375	1			
1.5	48.42			

Rui Gavina:
Se nenhum valor for atribuído é assumido o comprimento do elemento de acordo com o desenho (Coluna O)

Rui Gavina:
Comprimento entre zonas de momento máximo (positivo e negativo) ou entre apoio e zona de momento máximo.
NOTA: Caso não seja introduzido qualquer valor, será assumido METADE do "Beam span" (Coluna AL) atendendo às condições definidas para essa mesma coluna

Figura 6.54 - Campos para introdução dos esforços atuantes e parâmetros relevantes para o cálculo de cada viga mista.

Tendo em conta que as restantes folhas (B,C e D) são bastante similares às já abordadas, apresenta-se apenas na Figura 6.55 a base de dados de chapas metálicas para lajes colaborantes, com as respetivas características geométricas. Os dados são provenientes de catálogos de fornecedor, sendo possível adicionar mais tipos de chapas, uma vez que a ferramenta faz a atualização dinâmica da lista de opções, presentes na folha principal (grupo A).

Designação	Espessura da chapa [mm]	Altura da nervura Hp [mm]	B1 [mm]	B2 [mm]	L [mm]	B0 [mm]
Comercial						
HAIRCOL 59S	1.25	59	58	121	205	89.5
COFRATA 70	1	73	87	113	183	100
Colaborante PC 65	1.2	65	45	96.21	215	70.605
OFELIZ H60	1.2	60	60	100	820	80

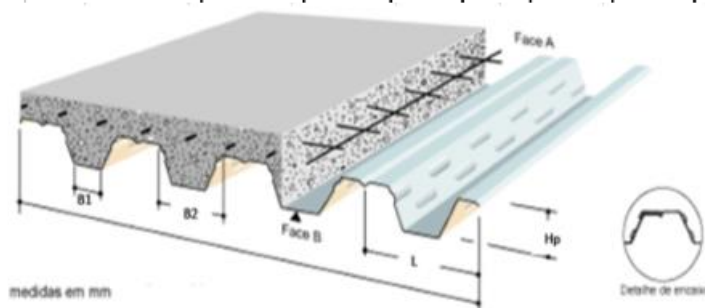


Figura 6.55 - Base de dados de chapas colaborantes.

6.5.4. Outras funcionalidades

À semelhança da ferramenta de cálculo para estruturas metálicas, as espessuras de proteção que serão exportadas para o Revit, são apresentadas diretamente na folha principal (“Dados REVIT_Vigas”) e para todos os elementos analisados. No entanto, devido à complexidade acrescida desta folha, pelo

facto de ter incorporado o cálculo estrutural, existem também um conjunto de opções de cálculo relevantes para o projetista. Assim sendo, o FirePro-CompositeBeams, possibilita a apresentação de um relatório de cálculo detalhado, mediante a seleção de uma *checkbox*, tal como demonstra a Figura 6.56.

CALCULAR ESPESSURAS [mm]		VER RELATÓRIO Selecionar as linhas para as quais pretende abrir o relatório	
2.676654673	Resistência ao corte dos conectores insuficiente para mobilizar conexão total	<input checked="" type="checkbox"/>	Linha5
16	Espessura protecção em excesso para a temperatura - VER RELATÓRIO	<input type="checkbox"/>	Linha7
18	Espessura protecção em excesso para a temperatura - VER RELATÓRIO	<input type="checkbox"/>	Linha9
18	Espessura protecção em excesso para a temperatura - VER RELATÓRIO	<input checked="" type="checkbox"/>	Linha10
18	Espessura protecção em excesso para a temperatura - VER RELATÓRIO	<input type="checkbox"/>	Linha11
2.515260889		<input type="checkbox"/>	Linha12

Figura 6.56 - Opções para exportação de relatórios de cálculo detalhados para cada viga mista analisada.

Estes relatórios são criados automaticamente em ficheiros .txt, tal como se pode ver pela Figura 6.57.

O armazenamento destes relatórios é efetuado na diretoria onde se encontra instalado o FirePro-CompositeBeams. Os relatórios podem ser acedidos através do botão com essa finalidade, ou diretamente no local onde ficaram guardados. Caso seja pretendido manter no computador estes relatórios, deve haver o cuidado de efetuar uma cópia com um nome diferente ou noutra local, uma vez que sempre que é efetuada uma nova análise, os documentos .txt são substituídos.

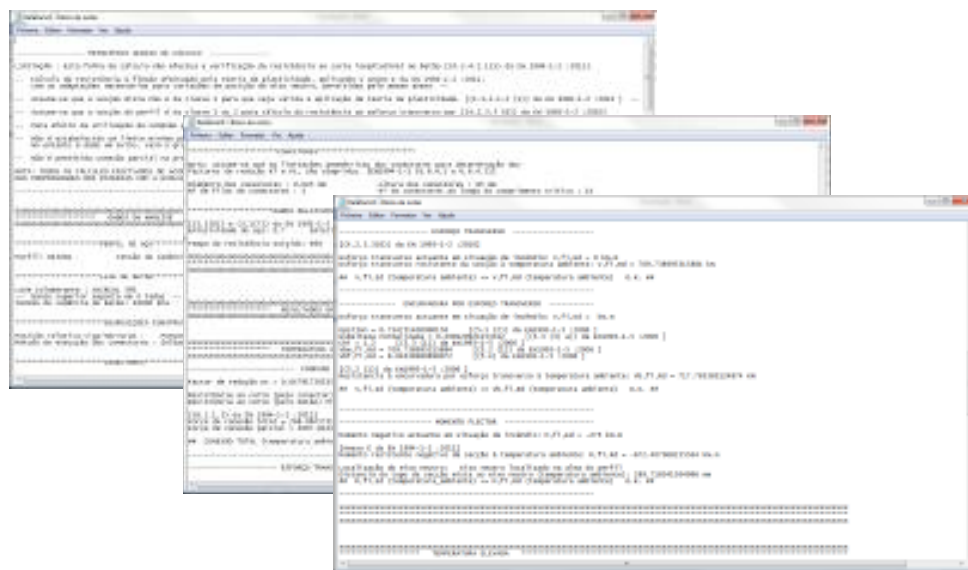


Figura 6.57 - Relatórios detalhados de cálculo em formato .txt.

Os relatórios criados pelo FirePro-CompositeBeams, são escritos consoante os dados da análise e os resultados, e apresentam uma estrutura que permite uma fácil leitura. Esta estrutura é apresentada no fluxograma da Figura 6.58, e envolve os princípios gerais de cálculo, os dados da análise e os resultados da análise.

Nos princípios gerais de cálculo, são apresentadas as limitações da ferramenta, pressupostos assumidos e as metodologias de cálculo seguidas à luz da EN 1994-1-1 e EN 1994-1-2. Ao longo do relatório e para cada resultado, são indicados os capítulos dos Eurocódigos que justificam o cálculo efetuado.

Os dados da análise contêm a informação relevante para a análise do elemento a que se refere o relatório. A sua finalidade é permitir que o projetista possa relacionar melhor os resultados com os parâmetros relevantes e que são passíveis de serem alterados.

Os resultados da análise compreendem o cálculo inicial à temperatura ambiente com as regras de análise ao fogo, os valores da resistência para a temperatura crítica, identificando o critério (de resistência ou de tempo) condicionante, e os valores das espessuras da proteção passiva.

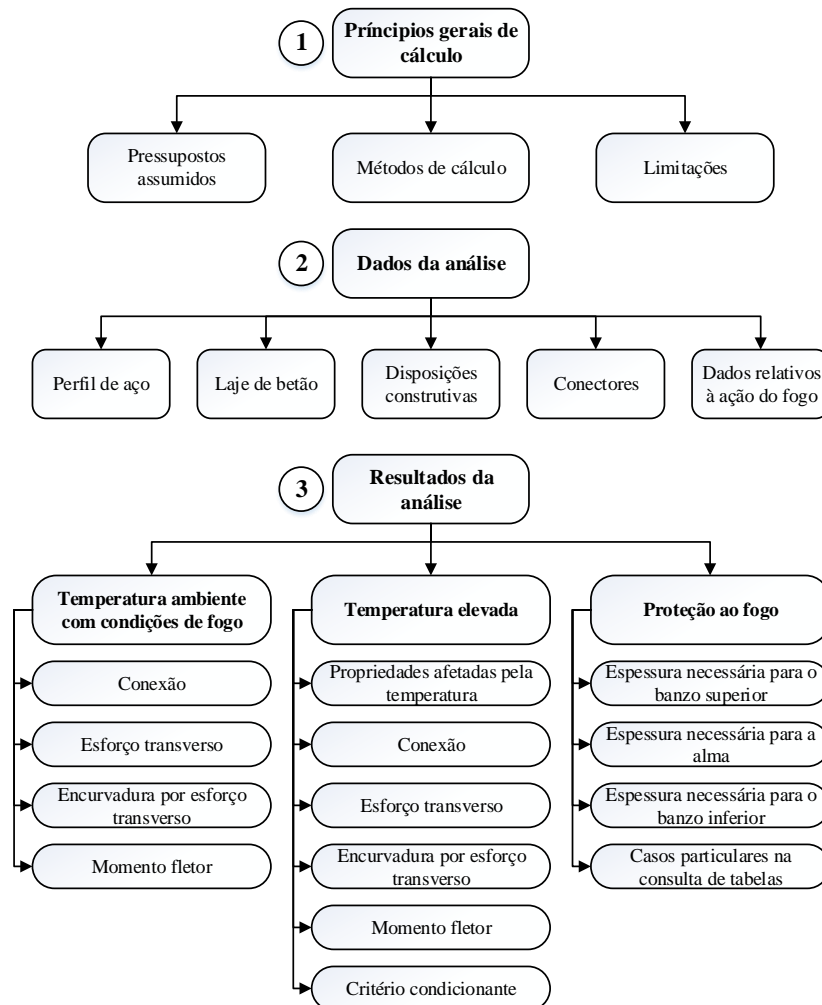


Figura 6.58 - Estrutura do relatório de cálculo.

6.5.5. Limitações

As principais limitações do FirePro-CompositeBeams estão relacionadas com os tópicos apresentados na Figura 6.59 e detalhados a seguir.

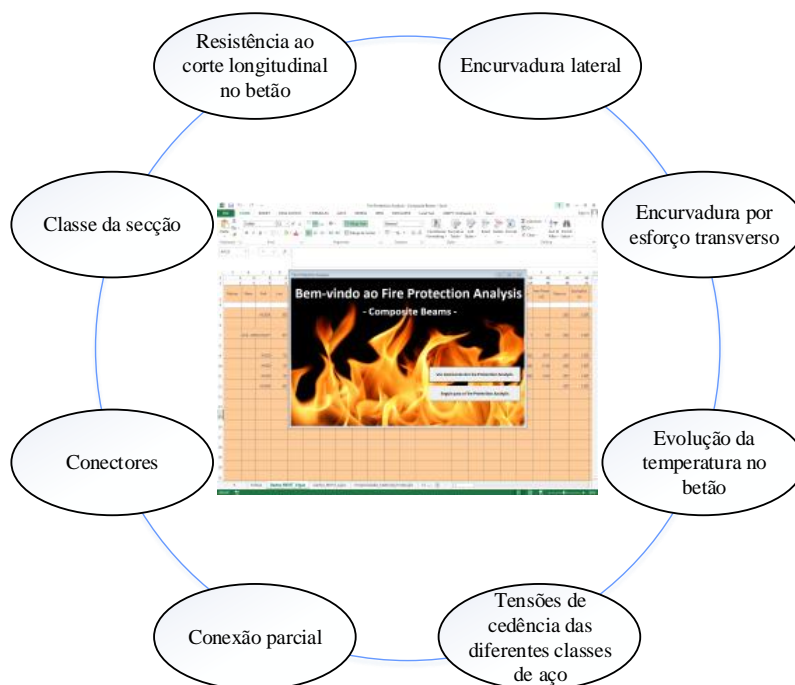


Figura 6.59 - Limitações do FirePro-CompositeBeams.

a) Resistência ao corte longitudinal no betão

Não efetua a verificação da resistência ao corte longitudinal no betão, apesar de este ser um critério a analisar segundo a EN 1994-1-2.

b) Encurvadura por esforço transversal

A resistência à encurvadura por esforço transversal é dependente de diversos fatores como o número e disposição de reforços transversais e longitudinais e da sua rigidez que os mesmos apresentam. Para não tornar tão complexa a quantidade de dados a inserir na ferramenta, optou-se por assumir por defeito a existência de reforços transversais rígidos na alma.

c) Encurvadura lateral

A EN 1994-1-2 não refere a encurvadura lateral como um fenómeno a verificar na análise ao fogo de vigas mistas. De qualquer modo, a EN 1994-1-2 estipula que um banzo de aço ligado a uma laje de betão pode ser considerado lateralmente estável, desde que seja impedida qualquer instabilidade lateral da laje de betão.

d) Classe da secção

O cálculo da resistência à flexão pela teoria da plasticidade apenas é válido para secções das classes 1,2 e 3 (exclui a classe 4), e para secções da classe 1 ou 2 no que diz respeito à resistência ao esforço transversal. A determinação da classe da secção mista não é efetuada pelo programa.

e) Evolução da temperatura no betão

A evolução da temperatura foi determinada com base em valores tabelados fornecidos no anexo D da EN 1994-1-2, efetuando-se interpolações para valores intermédios. No entanto, esta tabela apenas é válida para o fogo padrão e apenas apresenta valores de temperatura a partir dos 30 minutos de exposição. Isto obriga a que a ferramenta de cálculo assuma uma temperatura correspondente a esse período mínimo de tempo, mesmo quando a duração é inferior a 30 minutos. Para além disso, não é dada a indicação da temperatura superficial no betão, tendo-se optado por desprezar a camada até à espessura a partir da qual existem dados de temperatura. Foram por isso adotadas opções conservativas na falta de informação necessária para um cálculo mais preciso.

f) Conectores

Os critérios relativos à geometria, disposições construtivas e métodos de execução dos conectores, não são alvo de verificação por parte desta ferramenta. Assume-se que estas verificações foram realizadas no dimensionamento à temperatura ambiente.

g) Conexão parcial

A ferramenta de cálculo não permite a conexão parcial para momentos negativos, tal como estipula a EN 1994-1-1. O anexo E da EN 1994-1-2, apresenta um critério de limitação da compressão no betão para momentos negativos, entendendo-se no entanto que não é coerente com o estipulado na parte 1-1. Para momentos positivos não foi estabelecido um limite para o grau de conexão, sendo dado um aviso caso este seja inferior a 40%. O grau de conexão de 40% corresponde ao valor mínimo de conexão parcial que é permitido pela EN 1994-1-1.

h) Tensão de cedência do aço

A tensão de cedência do aço depende da espessura nominal do componente da secção. Para valores de espessura entre 40 mm e 80 mm há uma redução da tensão que não é prevista na ferramenta de cálculo. Esta opção foi tomada por não serem frequentes os casos em que isto ocorre, podendo no entanto este valor ser alterado manualmente no FirePro-CompositeBeams, ou até mesmo prever-se esta situação no próprio Revit. Note-se que a alteração no FirePro-CompositeBeams tem repercussão em todos os componentes da secção do perfil, já que não é feita diferenciação da classe de aço segundo os banzos e a alma.

CAPÍTULO 7

CASO DE ESTUDO

Com o intuito de por em prática as metodologias de análise ao fogo idealizadas, optou-se pela sua implementação num caso de estudo, procurando retratar a forma como podem ser aplicados os programas FirePro-Steel e FirePro-CompositeBeams em projetos correntes com o objetivo de obter não só soluções que viabilizem a segurança mas também que sejam económicas.

Neste capítulo será descrito um edifício que serviu de base ao referido estudo, e que engloba a aplicação de elementos metálicos e vigas mistas de aço-betão, para que seja possível a aplicação no mesmo projeto dos dois programas desenvolvidos.

A metodologia aplicada tanto para os elementos metálicos como vigas mistas são as indicadas nas secções 6.4 e 6.5 respetivamente, separando-se a apresentação da análise e dimensionamento em condições normais de temperatura da análise e dimensionamento em situação de incêndio. Será representada a situação em que o dimensionamento inicial é efetuado com o intuito de obter o melhor compromisso entre o desempenho estrutural e a economia, sem ter presente a preocupação com as consequências numa posterior análise ao fogo.

A posterior análise em situação de incêndio ditará a necessidade de reajustar o dimensionamento inicial em condições normais de temperatura, face aos resultados obtidos quanto à eventual impossibilidade de proteção para os dois sistemas de proteção passiva adotados (tinta intumescente e argamassa), efetuando-se em seguida uma análise económica entre ambos. Assim sendo, e uma vez que foi necessária a alteração de secções até que fosse possível a proteção por intermédio de tinta intumescente, tiveram de ser criados vários cenários de análise para os quais foram determinadas as necessidades de proteção passiva.

A análise económica efetuada compreendeu não só a comparação entre a utilização da argamassa ou tinta intumescente como sistemas de proteção passiva para o presente caso de estudo, como também a comparação relativamente à variação do custo da obra com a alteração de secções e consequente alteração das espessuras de proteção entre os diferentes cenários de análise criados.

Por fim, e em função dos resultados obtidos, efetuou-se um estudo de possíveis otimizações, com a finalidade de encontrar uma solução economicamente mais vantajosa e de tentar perceber qual a melhor forma de intervir na alteração das secções da estrutura, para tornar a criação de cenários mais incisiva.

7.1. DESCRIÇÃO

O caso selecionado foi o de um edifício, cuja elaboração do estudo prévio foi da responsabilidade da SE2P.

Trata-se de um edifício de habitação, composto por cinco pisos, todos eles destinados a utilização residencial. A construção do edifício era prevista para o Brasil, no entanto, para o presente trabalho terá maior interesse a implementação em território nacional, tendo em conta a aplicação da legislação Europeia. Assim sendo, foi definido que o edifício será localizado na freguesia de Massarelos, concelho do Porto.

7.2. ARQUITETURA

Na Figura 7.1 e Figura 7.2 é apresentada a planta de arquitetura do piso tipo e um corte transversal do edifício, respetivamente, que serviram de base à sua conceção estrutural.

Como se pode observar pelos elementos arquitetónicos, a geometria em planta é retangular e não existem corpos salientes ou reentrâncias, sendo um edifício regular em altura. A cobertura é horizontal e não acessível, dispondo de platibanda em todas as fachadas.

O edifício apresenta uma dimensão em planta de 39,00 m x 12,50 m, sendo a área de implantação de 487,50 m², e uma altura de 13,50 m onde se distribuem 5 pisos de habitação e a cobertura. O pé direito entre pisos é de 2,70 m existindo apenas 4 pisos de habitação elevados relativamente ao nível do terreno. A arquitetura estipula ainda que cada piso é composto por 8 apartamentos de tipologia t2, existindo 3 tipos de apartamentos similares (apartamento tipo A, B e C).

Foram assumidas várias simplificações e alterações à arquitetura base de modo a facilitar a sua análise. Dentro das simplificações assumidas para o caso de estudo, salienta-se a não utilização da caixa de elevadores como núcleo rígido e nem das zonas de circulação comum. Reforça-se que não foi tido em conta qualquer constrangimento arquitetónico no posicionamento das vigas e pilares, tentando-se no entanto idealizar uma estrutura que represente um edifício corrente.

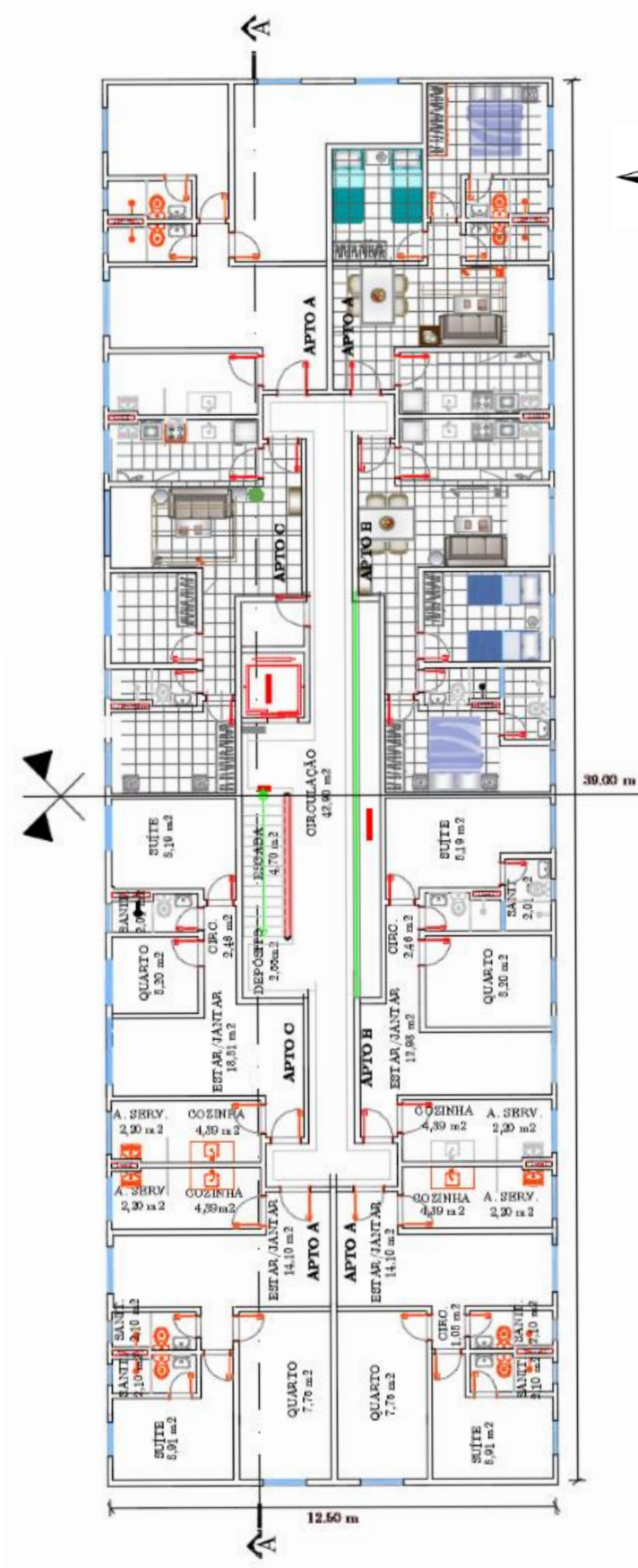


Figura 7.1 - Planta de arquitetura do piso tipo do edifício.

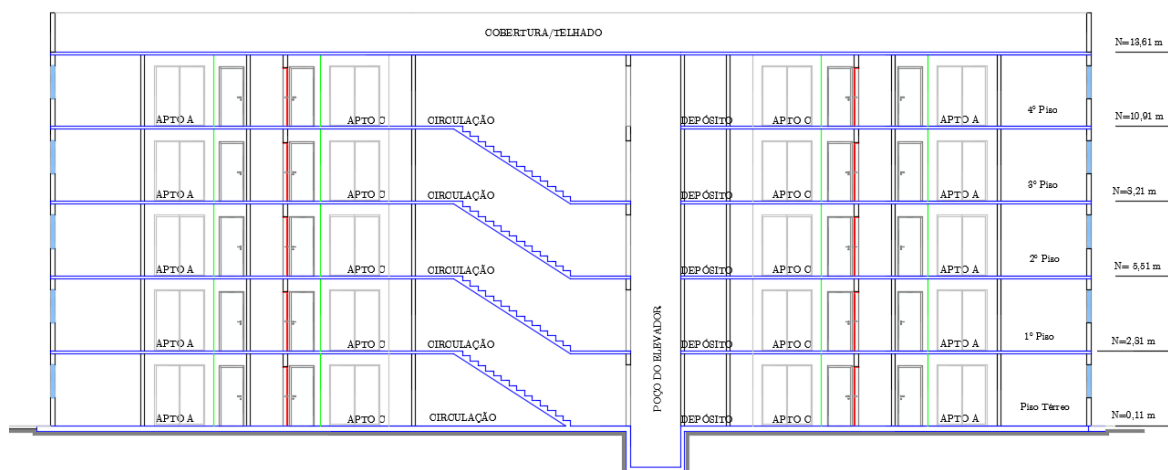


Figura 7.2 - Corte A-A do edifício.

7.3. CONCEÇÃO ESTRUTURAL

A estrutura do edifício é constituída por pilares metálicos, vigas mistas e lajes colaborantes.

A disposição das vigas e pilares segue espaçamentos uniformes, conforme indica a Figura 7.3. No caso dos pilares, na direção yy o espaçamento é de 4,50 m nas extremidades e de 6,00 m entre alinhamentos intermédios, enquanto que na direção xx é de 3,50 m nas extremidades e de 5,50 m entre os pilares intermédios. Relativamente às vigas o afastamento na direção yy, sendo estas as vigas secundárias, é de 2,25 m nas extremidades e de 2,00 m entre os pilares intermédios, enquanto na direção xx, correspondendo às vigas principais, o afastamento é de 3,50 m nas extremidades e de 5,50 m entre os pilares intermédios. A estrutura é duplamente simétrica, facilitando o processo de dimensionamento e de interpretação de resultados.

Tendo em conta o baixo peso próprio deste tipo de estruturas e a sua reduzida rigidez horizontal, optou-se pela aplicação de vários contraventamentos em forma de cruz de Santo André por meio de perfis tubulares ocos.

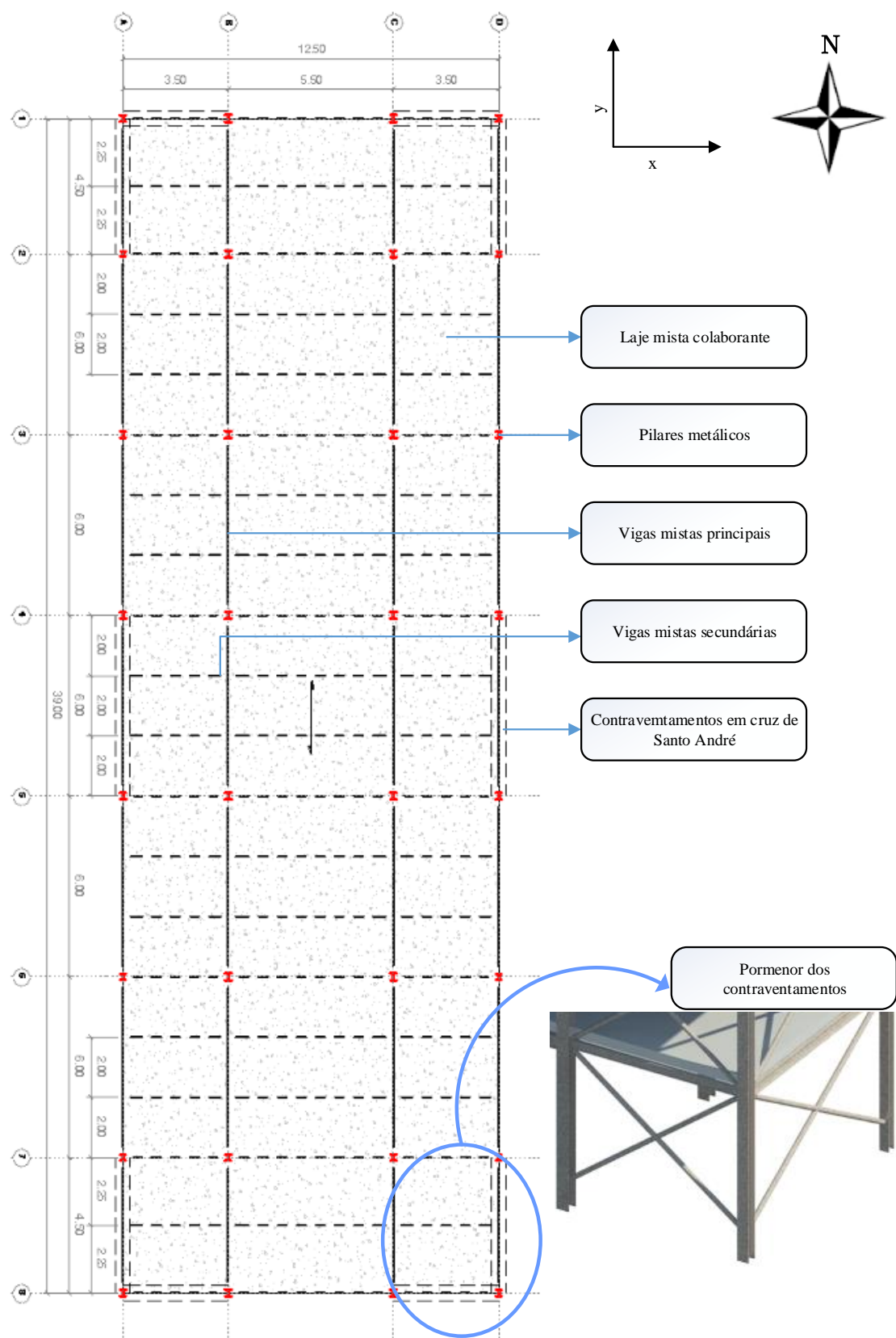


Figura 7.3 - Planta estrutural do edifício referente ao piso tipo.

Relativamente aos pilares, uma vez que funcionaram essencialmente à compressão, e por isso sujeitos a fenómenos de encurvadura, optou-se pelo uso de perfis da gama HE, já que têm uma apreciável inércia nas duas direções e com reduzida diferença entre elas.

Uma vez que o edifício tem uma dimensão em planta bastante menor que a outra e uma altura de 13,50 m, é de esperar que a sua rigidez seja superior na direção xx. Assim sendo, optou-se por posicionar os banzos dos pilares perpendicularmente à direção mais desfavorável (direção xx), para que confirmem uma maior inércia e travamento ao edifício. No entanto, tendo em conta que foram dispostos contraventamentos na estrutura, considerou-se que estes seriam suficientes para solucionar os problemas de rigidez, preferindo-se a disposição dos banzos dos perfis paralelamente à menor direção do edifício. Esta disposição acrescenta uma significativa vantagem na conceção e execução das ligações entre as vigas e os pilares.

Na Figura 7.4 é apresentada a disposição estrutural ao nível dos pisos sem a laje colaborante, para mais fácil visualização. Pode-se observar que as vigas principais são as paralelas à maior direção e as secundárias perpendiculares. O espaçamento entre as vigas secundárias é menor do que entre as vigas principais, justificando que a laje tenha as nervuras da chapa colaborante perpendiculares à menor distância entre vigas.

Para os contraventamentos foram definidos perfis tubulares por apresentarem comportamento à compressão adequado.

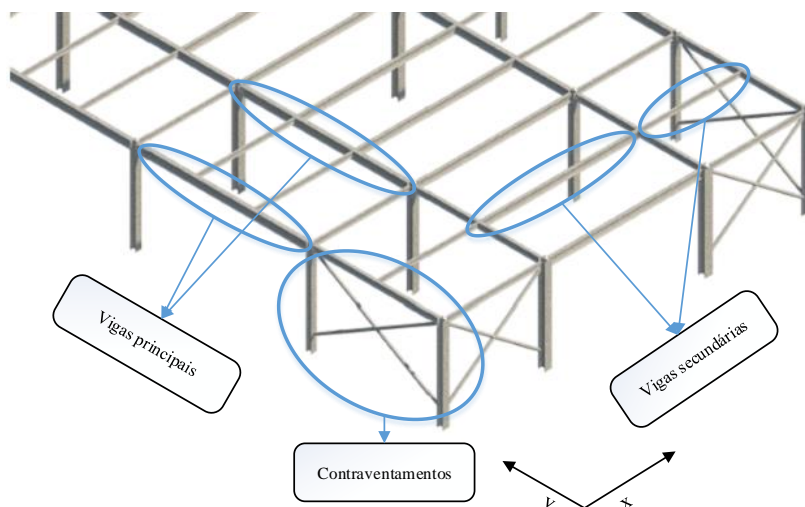


Figura 7.4 - Perspetiva tridimensional dos elementos estruturais do edifício.

7.4. MODELAÇÃO ESTRUTURAL

A estrutura foi inicialmente modelada no Revit, fazendo-se a transposição para o ARSA por recurso ao *add-in* disponível no programa.

O modelo geométrico desenvolvido no Revit e o modelo numérico de elementos finitos desenvolvido no Robot para efeitos de dimensionamento, são apresentados na Figura 7.5. na construção do modelo Revit houve especial cuidado em garantir o correto posicionamento e a efetiva ligação dos eixos dos perfis.

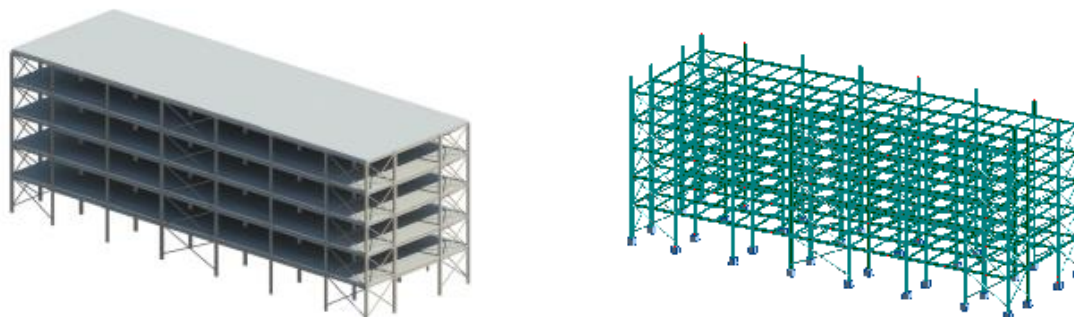


Figura 7.5 - Modelo geométrico do Revit e modelo numérico de elementos finitos do RSA.

O dimensionamento efetuado com recurso ao ARSA cingiu-se aos pilares e contraventamentos, já que este programa não permite o dimensionamento automático de vigas mistas. A exportação inclui todos os elementos metálicos, incluindo as vigas, já que as cargas atuantes sobre elas vão influenciar o dimensionamento dos pilares e contraventamentos.

As paredes e lajes de piso, foram modeladas por intermédio de elementos de superfície sem massa (*claddings*), que permitem a aplicação de cargas que são transmitidas às vigas e pilares. Estas cargas incluem o peso próprio da laje colaborante.

Complementarmente foi considerado o efeito de diafragma rígido do pavimento por meio de ligações rígidas (*rigid links*) entre todos os elementos de cada piso, tal como o representado a Figura 7.6.

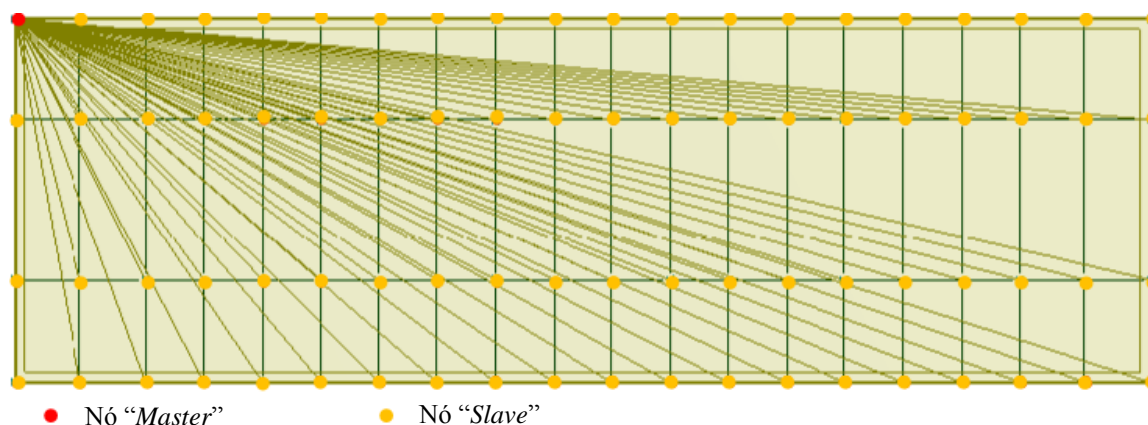


Figura 7.6- Representação do efeito de diafragma rígido ao nível dos pisos no RSA por intermédio de ligações rígidas.

Outra questão fulcral são as ligações estruturais entre elementos. Para o aproveitamento máximo das vigas mistas, é desejável que a laje de betão funcione totalmente à compressão, sendo o papel do perfil metálico resistir às trações induzidas pelos momentos fletores. Assim sendo, procurou-se eliminar ou reduzir os momentos negativos, através da adoção de ligações entre vigas e pilares com liberdade de rotação, e que apenas transmitem esforços axiais e esforços transversos.

Relativamente aos pilares foi considerada uma ligação de continuidade entre os vários pisos, já que estes não estão sujeitos a momentos fletores significativos.

Por sua vez, os contraventamentos foram definidos como elementos onde apenas atuam esforços axiais, tendo-lhes sido atribuída no ARSA a propriedade de *truss bars*, conforme exemplificado na Figura 7.7.

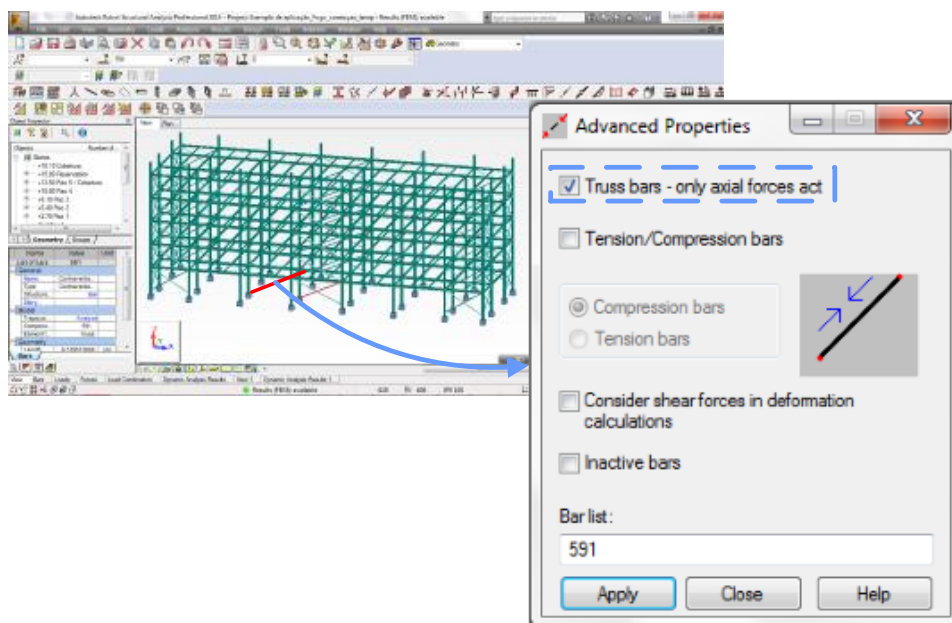


Figura 7.7 - Atribuição da propriedade *truss bar* aos contraventamentos, no RSA.

Com o objetivo de facilitar o processo de dimensionamento e de definição dos parâmetros de análise de cada elemento, foi realizado o agrupamento de elementos. Assim, todos os pilares de canto foram agrupados num único tipo de elemento com condições de travamento idênticas e consequentemente com iguais comprimentos de encurvadura lateral nos banzos superior e inferior. Foi também feito um agrupamento para os restantes pilares da fachada, os pilares interiores e os contraventamentos.

As vigas mistas e as lajes colaborantes foram dimensionadas com recurso ao programa ABC da Arcelor Mittal e o programa H60 Calculator da empresa OFELIZ, respectivamente.

7.5. ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL EM CONDIÇÕES NORMAIS DE TEMPERATURA

Nesta secção pretende-se obter soluções base para os diferentes elementos estruturais que posteriormente poderão ser ajustados na análise ao fogo com vista à obtenção do cenário mais económico.

O dimensionamento estrutural apresentado na presente secção foi efetuado sem tentar prever o melhor cenário tendo em conta a posterior análise ao fogo. Procurou-se então encontrar secções para as lajes e vigas mistas, bem como para os pilares e contraventamentos, que levem ao melhor

compromisso entre o desempenho estrutural e a economia em aço, tanto em estado limite último como para a ação sísmica. Serão descritas as ações e combinações consideradas, bem como o processo adotado para o referido dimensionamento.

7.5.1. Ações

Na Tabela 7.1 apresentam-se as ações consideradas no dimensionamento em condições normais de temperatura, permitindo chegar ao esquema estrutural que será sujeito à análise ao fogo, avaliando-se à posteriori se será necessária a sua alteração, com vista a um cenário mais económico. Juntamente com estas ações, indica-se a norma que serviu de base para a sua definição, bem como a forma como se distribuem na estrutura.

Tabela 7.1 - Ações consideradas no dimensionamento do edifício em condições de temperatura ambiente.

Categoria	Tipo de ação	Zonas de atuação	Norma de referência
Cargas permanentes	Peso próprio dos perfis e lajes (G)	Toda a estrutura	EN 1991-1-1
	Peso próprio das paredes de fachada (G_F)	Distribuída pelo comprimento das vigas subjacentes aos pisos	EN 1991-1-1
	Peso próprio da platibanda (G_P)	Distribuída pelo comprimento das vigas subjacentes à cobertura	EN 1991-1-1
Restantes cargas permanentes	Revestimentos (RCP_R)	Distribuída pela área dos pisos e cobertura	EN 1991-1-1
	Paredes divisórias (RCP_P)	Distribuída pelos pisos	RSA
Variável	Sobrecarga (S)	Distribuída pelos pisos de habitação (Categoria A)	EN 1991-1-1
		Distribuída pelo piso de cobertura (Categoria H)	
	Vento (V)	Distribuída pelas fachadas, cobertura e platibanda	EN 1991-1-4
	Temperatura	Toda a estrutura	EN 1991-1-5
Dinâmica	Sismo	Toda a estrutura	EN 1998-1

1) Cargas permanentes

As cargas permanentes consideradas foram o peso próprio dos pilares e vigas metálicas, o peso próprio das lajes colaborantes e o peso próprio das platibandas e paredes de fachada, estando os seus valores apresentados na Tabela 7.2.

O peso próprio dos perfis metálicos é calculado automaticamente pelo ARSA com base na sua geometria e no peso volúmico dos materiais. Relativamente à laje colaborante, o peso foi introduzido por unidade de área ao nível dos pisos, após o dimensionamento com recurso ao programa H60 Calculator.

Para a platibanda, foi considerado que seria utilizado tijolo de 15 cm e a uma altura de 1,50 m e com um peso por unidade de área de $1,9 \text{ KN/m}^2$. Já para a fachada, considerou-se parede dupla de tijolo de 15 + 7 cm, com isolamento e reboco, apresentando um peso por unidade de área de $2,95 \text{ KN/m}^2$.

Tabela 7.2- Ações permanentes consideradas no dimensionamento em condições normais de temperatura.

Ação do peso próprio	Valor
Elementos metálicos	$77,01 \text{ KN/m}^3$
Laje colaborante	$2,18 \text{ KN/m}^2$
Platibanda	$2,85 \text{ KN/m}$
Paredes de fachada	8 KN/m

2) Restantes cargas permanentes

Como restantes cargas permanentes, foram considerados o revestimento ao nível dos pisos, e as paredes divisórias, apresentando-se os respectivos valores na Tabela 7.3.

Os revestimentos foram considerados com os mesmos valores nos pisos e cobertura.

Relativamente às paredes divisórias, uma vez que a EN 1991-1-1 apresenta valores correspondentes apenas a paredes amovíveis e de massa muito reduzida para os nossos padrões de construção, optou-se pela aplicação do prescrito no RSA. Assim sendo, atribui-se uma carga permanente aplicada a toda a área dos pisos do edifício, correspondente a 40% do peso de uma faixa de parede com 1 m de comprimento e altura igual a 2,7 m. Esta parede foi assumida como sendo de tijolo de 1 l com reboco de 2 cm em ambas as faces, com um peso de $1,63 \text{ KN/m}^2$.

Tabela 7.3- Restantes cargas permanentes consideradas no dimensionamento em condições normais de temperatura.

Ação das restantes cargas permanentes	Valor [KN/m^2]
Revestimentos	2,50
Paredes divisórias	1,76

3) Ações variáveis

As ações variáveis consideradas são a sobrecarga, o vento e a temperatura, estando os seus valores apresentados na Tabela 7.4, juntamente com os valores dos coeficientes de combinação. Não foram incluídas nestas ações as cargas em fase construtiva para as vigas mistas. Optou-se por considerar que as mesmas estariam totalmente escoradas, para evitar que o dimensionamento pudesse ser condicionado por fenómenos de encurvadura lateral nas vigas metálicas.

A sobrecarga foi definida tendo em conta o estipulado na EN 1991-1-1, considerando-se os pisos das habitações como pertencentes à categoria de utilização A (atividades domésticas e residenciais) e a cobertura à categoria H (cobertura não acessível).

Tabela 7.4 - Ações variáveis consideradas no dimensionamento em condições normais de temperatura.

Ação da sobrecarga	Valor [KN/m^2]	Coeficiente de combinação		
		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Habitação	2,0	0,7	0,5	0,3
Cobertura	0,4	0,0	0,0	0,0

Para o efeito foram considerados quatro casos diferentes de atuação do vento, correspondendo cada um deles a um sentido e direção do vento relativamente a cada fachada do edifício, tal como se pode observar na Figura 7.8.

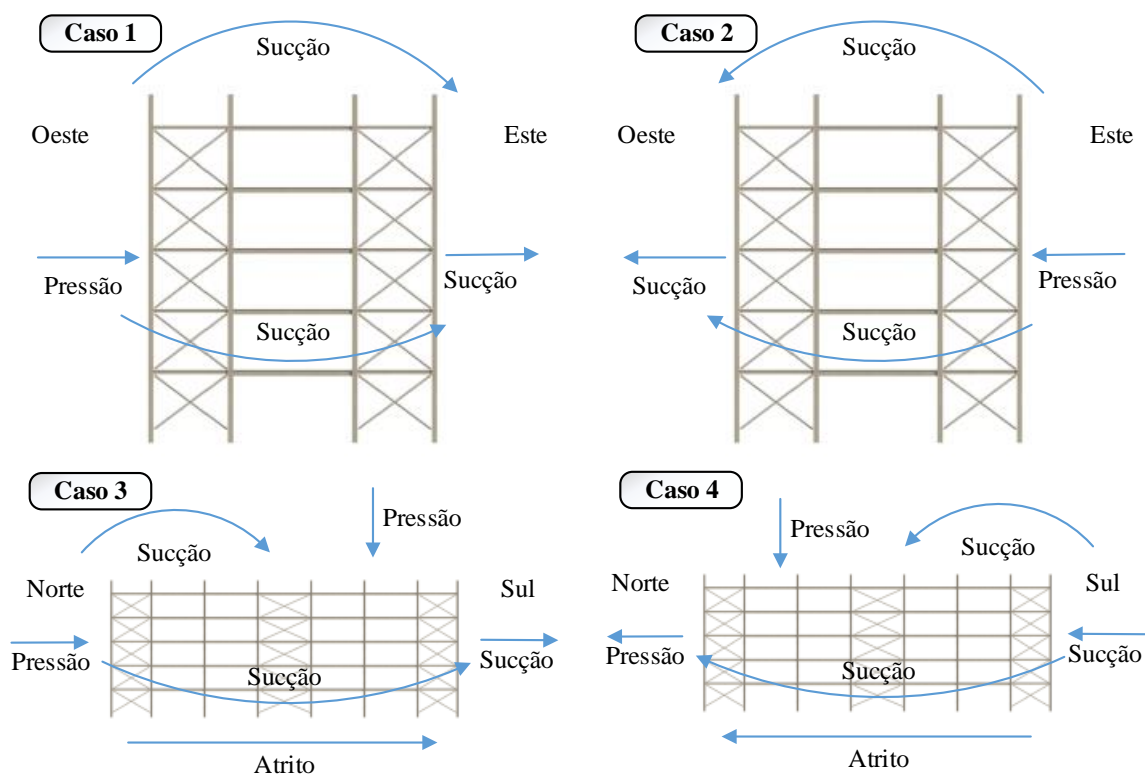


Figura 7.8- Casos considerados para a ação do vento representados com base nos alçados do modelo geométrico.

A ação do vento foi definida de acordo com a EN 1991-1-4, dividindo-se as paredes de fachada e a cobertura em zonas sujeitas a diferentes cenários de pressão, indicados na Figura 7.9. Note-se que os valores indicados na figura não incluem a ação do vento na platibanda, que foi também considerada. As zonas A, B, C, D e E correspondem às fachadas e as zonas F, G, H e I à cobertura, sendo a sua localização na estrutura simétrica para sentidos opostos do vento.

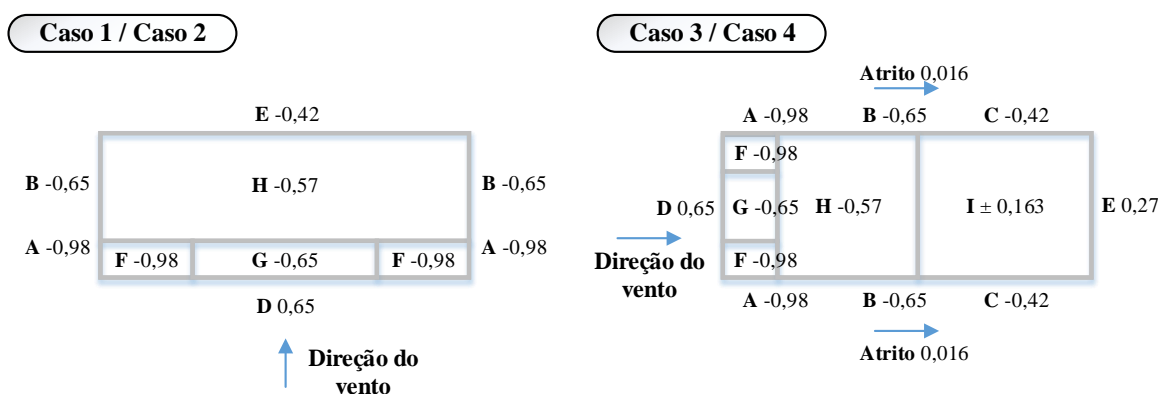


Figura 7.9 – Pressões dinâmicas de vento em KN/m^2 na cobertura diferenciadas por zonas.

Finalmente os valores da ação da temperatura foram determinados com base na EN 1991-1-5, conforme indicado na Figura 7.10 e Figura 7.11, para os casos de Verão e inverno, respetivamente.

A distribuição da temperatura nos elementos estruturais foi feita segundo uma componente de variação uniforme (ΔT_U), uma componente de variação diferencial ao longo do eixo z (ΔT_{Mz}) e uma componente de variação diferencial ao longo do eixo y (ΔT_{My}).

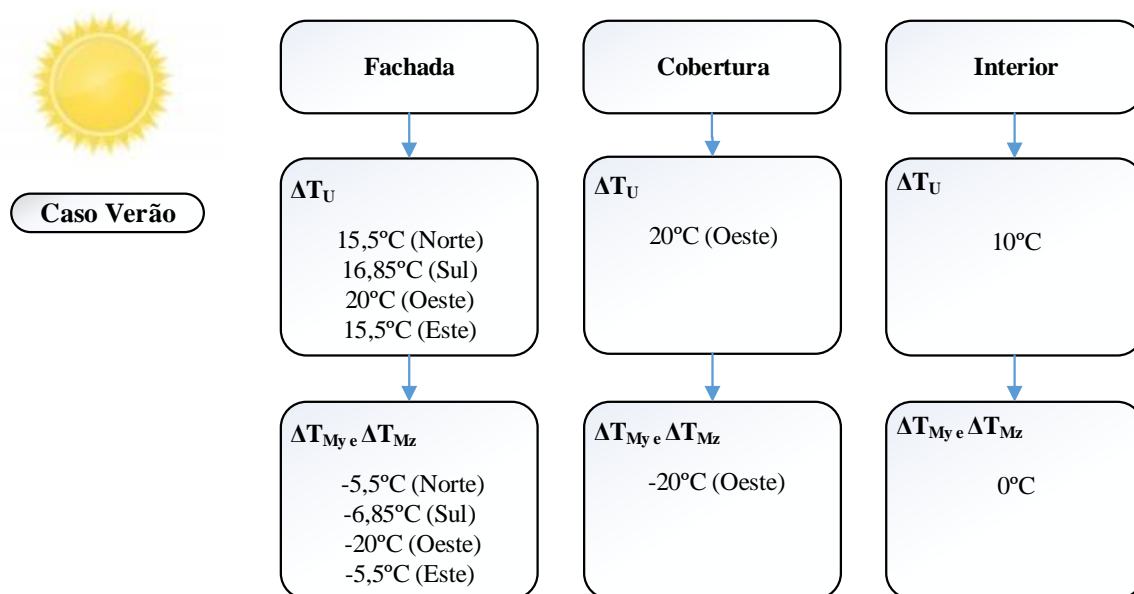


Figura 7.10 – Ação da temperatura para os diferentes elementos do edifício em situação de verão.

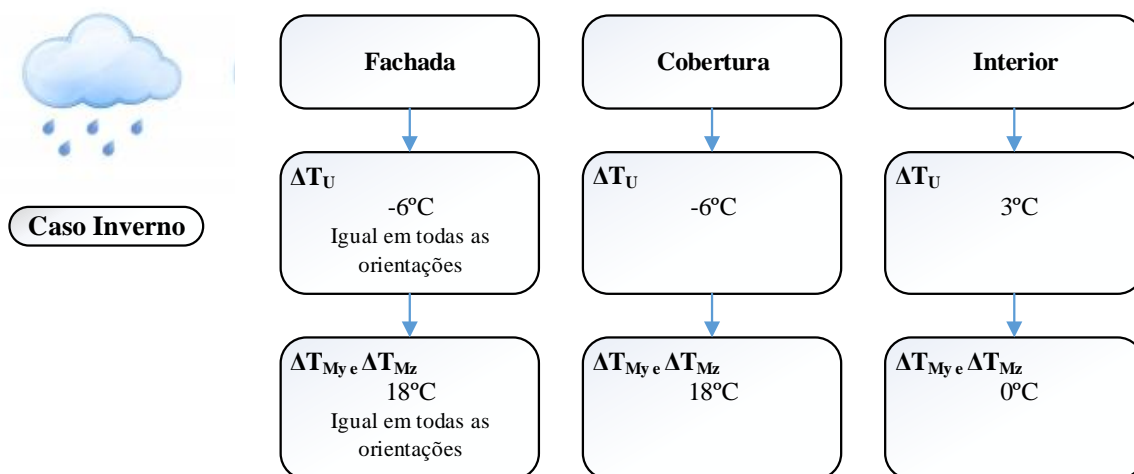


Figura 7.11 – Ação da temperatura para os diferentes elementos do edifício em situação de inverno.

4) Ação sísmica

Para efeitos de análise sísmica foi efetuada uma análise modal por espectro de resposta, contabilizando-se as ações horizontais segundo as duas direções ortogonais xx e yy (ver Figura 7.3).

A determinação dos modos de vibração que contribuem significativamente para a resposta global da estrutura foi realizada com base no programa ARSA. Para o efeito foram selecionados os modos de vibração de modo à soma das suas massas modais efetivas ser superior a 90% da massa da estrutura.

O espectro de cálculo para a análise sísmica foi definido pelas expressões indicadas na EN 1998-1, utilizando-se um coeficiente de comportamento de 1,50. Este coeficiente foi estabelecido de acordo com o estipulado no Eurocódigo para estruturas metálicas com comportamento estrutural de baixa dissipação. Os gráficos dos espectros de resposta do sismo tipo 1 e 2 estão representados na Figura 7.12. Os dados utilizados para a determinação do espectro de resposta de cálculo, estão indicados na Tabela 7.5.

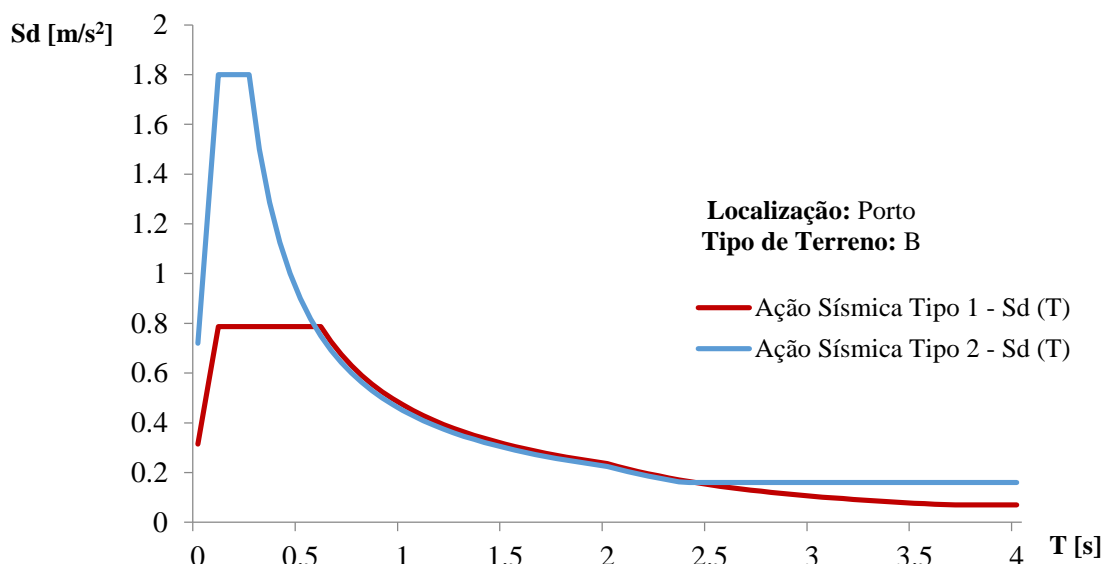


Figura 7.12 - Espectro de resposta considerado para a análise sísmica e introduzido no RSA.

Tabela 7.5 - Dados utilizados para determinação do espectro de resposta de cálculo.

Dados do espectro	Sismo tipo I	Sismo tipo II
Zona Sísmica	1,6	2,5
a_{gR} [m/s^2]	0,35	0,8
$S_{máx}$	1,35	1,35
TB [s]	0,1	0,1
TC [s]	0,6	0,25
TD [s]	2	2
Coeficiente de comportamento (q)	1,5	
Coeficiente do limite inferior do espectro (β)	0,2	

7.5.2. Combinação de ações

No caso de estudo foram considerados os três tipos de combinações de ações apresentado na Figura 7.13. Nesta sub-seção apenas serão abordadas as combinações para estado limite último e as relativas à ação sísmica, que correspondem ao dimensionamento inicial da estrutura, destacando-se que não foi feita qualquer verificação para estados limite em serviço.

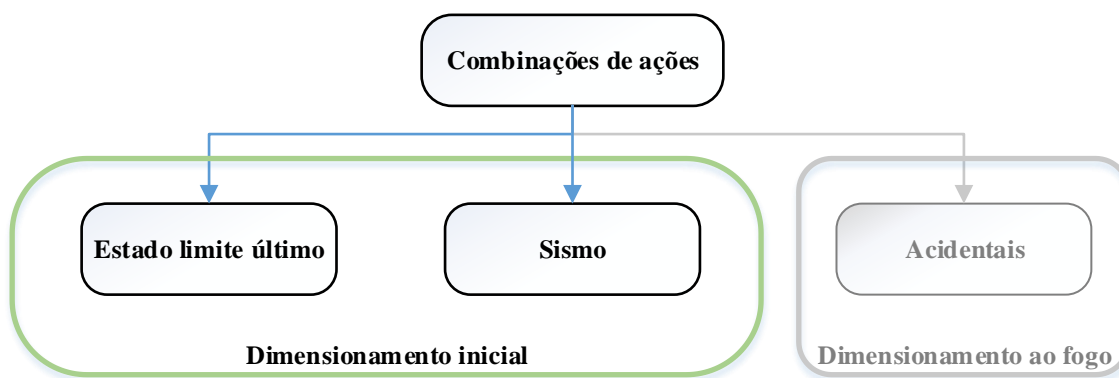


Figura 7.13 - Combinações consideradas no dimensionamento em condições de temperatura ambiente.

1) Estado limite último

As combinações para estado limite último foram aplicadas tanto no ARSA, para dimensionamento dos pilares e contraventamentos, como no ABC, para dimensionamento das vigas mistas. Nas lajes mistas o processo passou pela determinação de esforços com recurso ao ARSA e o recurso ao H60 Calculator para a escolha da laje a utilizar.

Relativamente aos pilares e contraventamentos foram consideradas manualmente no ARSA 39 combinações de ações, apresentando-se na Figura 7.14, um exemplo. Realça-se no caso apresentado, é demonstrado um exemplo de um tipo de combinação, efetuado com o intuito de minimizar o efeito estabilizador do esforço axial de compressão nos pilares. Assim sendo, nesta combinação não se majoraram as cargas permanentes e não se contabilizou a ação da sobrecarga, majorando-se apenas as ações horizontais.

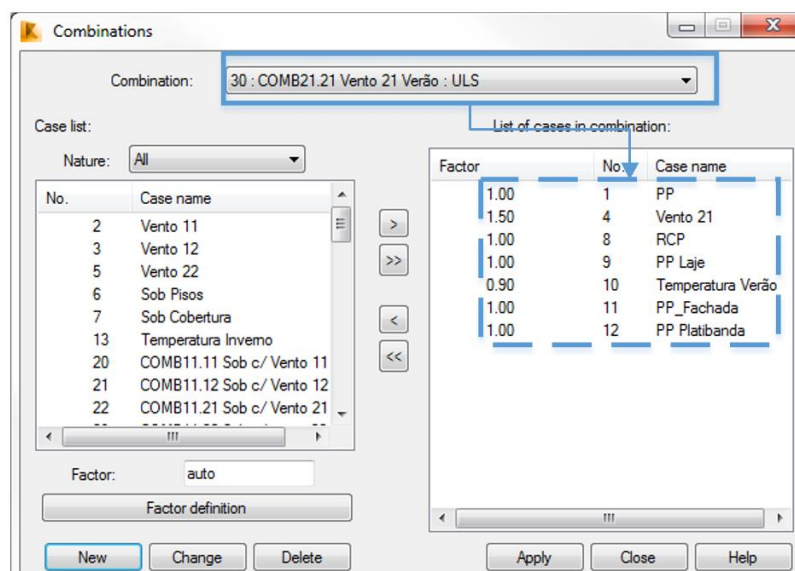


Figura 7.14 - Exemplo de combinações de ações em estado limite último, aplicadas ao modelo numérico no RSA.

Quanto às lajes mistas, foram efetuados dois modelos simplificados, baseados em elementos de viga no programa ARSA, para a determinação dos esforços atuantes. Estes dois modelos, representados na Figura 7.15, consideram a alternância de sobrecargas (se houver continuidade na laje) e permitem uma estimativa conservativa dos momentos máximos atuantes (caso as lajes funcionem sem

continuidade). Para efeito de dimensionamento das lajes apenas foram combinadas as ações verticais, incluindo a ação do vento na cobertura.

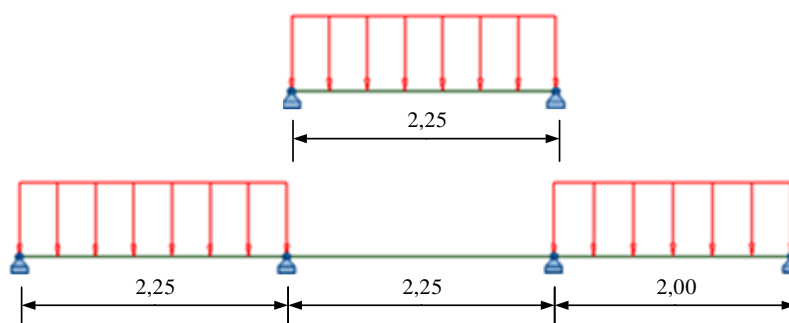


Figura 7.15 - Modelos simplificados utilizados para determinação dos esforços atuantes nas lajes mistas.

Para as vigas mistas foram introduzidas as cargas e os respectivos coeficientes de combinação no programa ABC, tal como se pode verificar pela Figura 7.16. Para determinação dos esforços, foram combinadas todas as cargas verticais, incluindo o vento na cobertura e as cargas lineares do peso próprio das platibandas e das paredes de fachada. De modo a simplificar o processo de dimensionamento, apenas se considerou o vento em pressão, atribuindo-se essa carga a toda a área da cobertura (situação mais desfavorável).

2) Combinação sísmica

Permanent loads (G)

Surface loads

	(kN/m ²)
1 - Slab	2.12
2	2.5

Line loads

	xo (m)	qo (kN/m)	xe (m)	qe (kN/m)
1 - Beam	0	0.219	6.	0.219
2	0	2.85	6.	2.85
3	0	0	6.	0

Point loads

	x (m)	F 1 (kN)	F 2 (kN)
1	2	16.518	0
2	4	16.519	0
3	0	0	0
4	0	0	0
5	0	0	0

1) Permanent loads (slab, secondary beams...)
2) Additional permanent loads (ceilings, partitions...)

Downwards loads: positive

OK Cancel

Cargas por unidade de área

Cargas lineares uniformemente distribuídas

Cargas concentradas provenientes das vigas secundárias

Separador ações permanentes

Separador ações variáveis

Figura 7.16- Atribuição de cargas em vigas mistas no programa ABC da ArcelorMittal.

O efeito da ação sísmica, apenas foi considerado para o dimensionamento de pilares e contraventamentos.

Na combinação da ação sísmica com outras ações, foi tida em conta a presença das massas associadas a todas as forças gravíticas, combinando as cargas permanentes com a sobrecarga:

$$\sum G_{K,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{K,i} \quad (7.1)$$

$$\text{com: } \psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2i}$$

em que $\varphi = 0,8$ para pisos com ocupações correlacionadas.

Adicionalmente, para além dos efeitos das componentes horizontais da ação sísmica com atuação independente, efetuou-se a combinação para a atuação simultânea das componentes ortogonais xx e yy, tal como indicam as expressões seguintes:

$$E_{Edx} "+" 0,30 \cdot E_{Edy} \quad (7.2)$$

$$0,30 \cdot E_{Edx} "+" E_{Edy} \quad (7.3)$$

em que E_{Edx} são os esforços devidos à ação sísmica segundo o eixo xx e E_{Edy} são os esforços devidos à ação sísmica segundo o eixo yy.

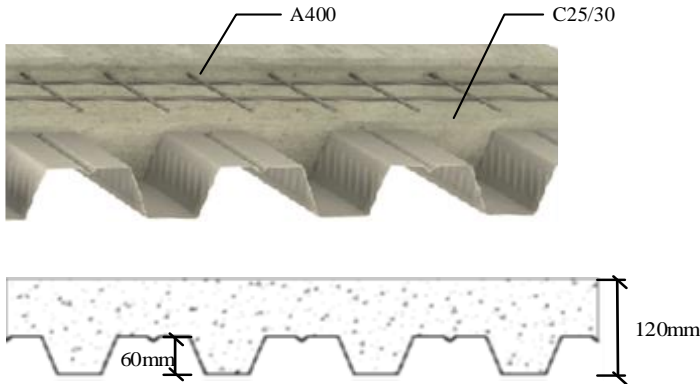
7.5.3. Dimensionamento

7.5.3.1. Lajes mistas

O dimensionamento das lajes mistas passou pela simples consulta da tabela incluída no programa H60 Calculator, encontrando-se o pavimento cujas características resistentes mais se aproximam dos esforços obtidos.

Optou-se pela laje com a referência H60×0.7×120, sendo a espessura de betão acima da nervura da chapa colaborante de 6 cm. As propriedades mecânicas e a geometria da laje estão indicadas na Tabela 7.6.

Tabela 7.6 - Propriedades mecânicas e geométricas da laje colaborante adotada.

Laje mista com chapa colaborante da marca OFeliz	Resistência mecânica
<p>H60X0.7X120</p> 	<p>$MRd^+ = 21,2 \text{ KN.m/m}$</p> <p>$MRd^- = 12,6 \text{ KN.m/m}$</p> <p>$VRd = 17,5 \text{ KN/m}$</p>

Como o modelo de laje no REVIT é paramétrico, bastou atualizar a espessura de acordo com o dimensionamento efetuado, atribuindo-se o material C20/25 para o betão, tal como ilustra a Figura 7.17. Por sua vez, a chapa colaborante escolhida já se encontra em base de dados na folha de cálculo estrutural ao fogo.

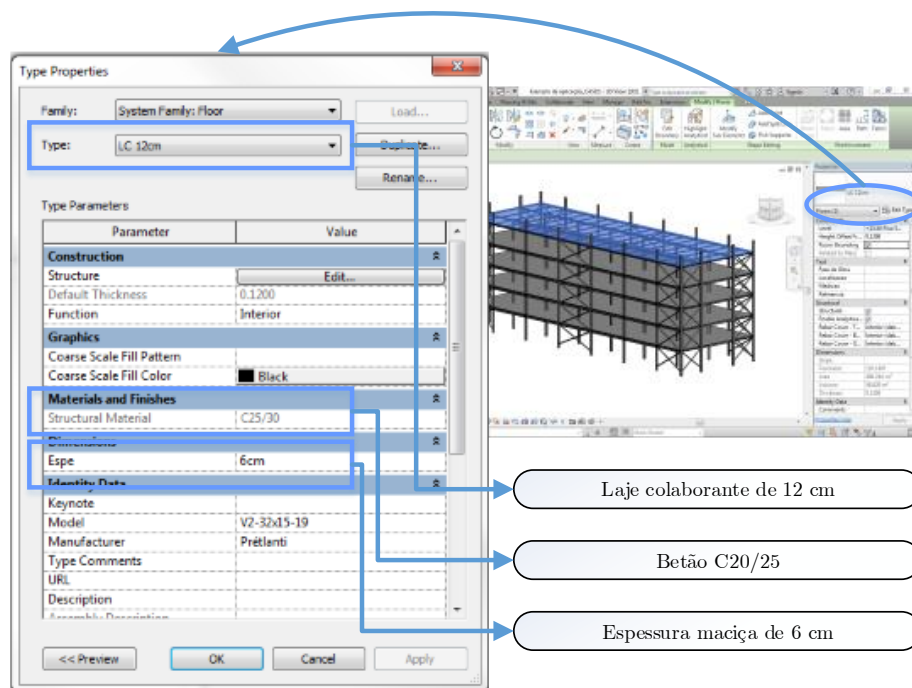


Figura 7.17 - Propriedades associadas à laje mista no modelo Revit.

7.5.3.2. Vigas mistas

Com recurso ao programa ABC, foram dimensionados os perfis metálicos das vigas mistas, bem como o diâmetro, altura e espaçamento dos conectores. Este processo, tanto nos pisos de habitação, como na cobertura, passou invariavelmente pelo dimensionamento inicial de todas as vigas secundárias, contabilizando-se depois como cargas pontuais o carregamento que as mesmas induzem nas vigas principais.

Registou-se de imediato uma limitação no programa ABC, ao nível da dimensão mínima para o vão das vigas, obrigando que a mesma seja pelo menos 4 m. No presente caso de estudo, alguma das vigas secundárias têm 3,5 m e como tal estarão sobredimensionadas com o uso deste programa. Uma vez que o objetivo principal do presente trabalho passa essencialmente pela análise ao fogo, considerou-se que não seria relevante elaborar folhas de cálculo para fazer face às limitações do programa utilizado, mantendo-se como válida a sua utilização.

As secções metálicas foram obtidas com o objetivo de atingir a maior economia em aço sem efetuar alterações na laje colaborante e sem perspetivar a análise ao fogo. Para o conseguir, sempre que o momento fletor foi o esforço condicionante, procurou-se atingir um grau de conexão próximo dos

100%, para que haja um aproveitamento máximo do perfil metálico e da laje de betão, obtendo-se as secções com a menor área. Exceder o grau de conexão de 100% não traria qualquer benefício, mantendo a condição de conexão total e resultando apenas num maior custo em conectores.

Note-se no entanto que em alguns casos pode haver interesse em ter graus de conexão inferiores a 100%, por forma a minimizar o esforço de corte longitudinal na laje de betão e dessa forma reduzir as necessidades de armadura de esforço transverso. No presente caso de estudo esta não foi uma preocupação, uma vez que a ferramenta desenvolvida não efetua este cálculo.

As secções obtidas no dimensionamento em condições normais de temperatura para os pisos de habitação e cobertura, são indicados na Figura 7.18 e Figura 7.19, respetivamente. Importa referir que as vigas foram agrupadas em elementos para facilitar a sua identificação no cálculo, optando-se pelas seguintes designações: VPP (vigas de piso principais); VPS (vigas de piso secundárias); VCP (vigas de cobertura principais) e VCS (vigas de cobertura secundárias).

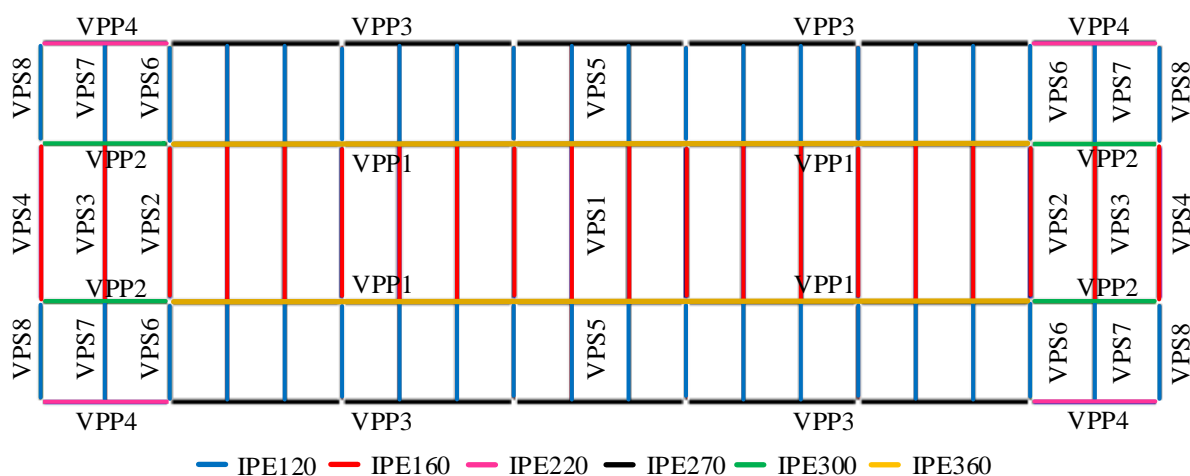


Figura 7.18 - Secções das vigas mistas do piso tipo.

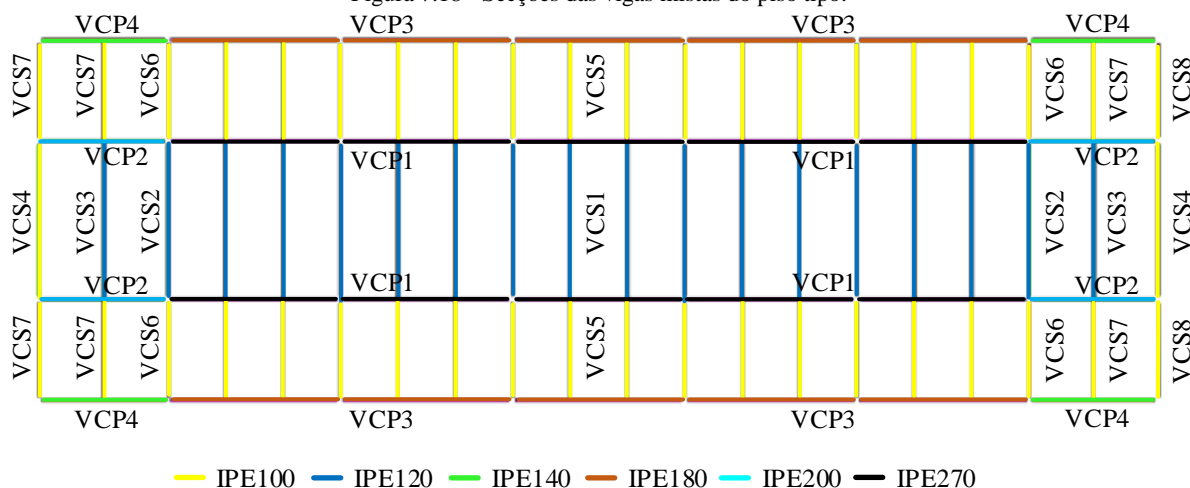


Figura 7.19 - Secções das vigas mistas da cobertura.

Apresenta-se em seguida os resultados referentes ao grau de conexão e da margem de segurança entre os esforços atuantes e a capacidade resistente das secções, nomeadamente no que diz respeito ao momento fletor e esforço transverso máximos e para as vigas de piso. Estes resultados servirão

para avaliar as diferenças entre o dimensionamento em condições normais de temperatura e o dimensionamento em condições de fogo à temperatura ambiente.

Note-se que para a globalidade dos elementos mistos, foram adotados conectores com diâmetro de 19 mm e altura de 100 mm, estando os resultados referentes à conexão para as vigas de piso principais e secundárias, indicados na Tabela 7.7 e Tabela 7.8, respetivamente

Tabela 7.7- Resultados referentes à conexão nas vigas principais, em condições de temperatura ambiente.

Grupo	Perfil	Força máxima no aço [KN]	Força máxima no betão [KN]	Resistência da conexão [KN]	Espaçamento dos conectores [mm]	Grau de conexão [%]
VPP1	IPE360	2000.1	1296.3	1299.6	100	100.2
VPP2	IPE300	1479.8	972.2	974.7	100	102.5
VPP3	IPE270	1263.5	717.3	866.4	105	120.8
VPP4	IPE220	917.7	550.9	476.5	200	86.5

Tabela 7.8 - Resultados referentes à conexão nas vigas principais, em condições de temperatura ambiente.

Grupo	Perfil	Força máxima no aço [KN]	Força máxima no betão [KN]	Resistência da conexão [KN]	Espaçamento dos conectores [mm]	Grau de conexão [%]
VPS1	IPE160	552.5	1188.2	656.9	205	118.9
VPS5	IPE120	363.3	864.17	505.3	205	139.1
VPS8	IPE120	363.3	459.7	505.3	205	139.1

Nos resultados apresentados e após validação de resultados por cálculos individualizados e pontuais no Excel, verificou-se que no programa ABC, a resistência dos conectores calculada por este mesmo programa é ligeiramente inferior à atingida pela aplicação das regras do Eurocódigo.

Na Tabela 7.9 e Tabela 7.10 são apresentados, para as vigas de piso principais e secundárias respetivamente, os resultados da capacidade resistente e dos esforços atuantes bem como o rácio de segurança. Apenas são indicados os valores referentes ao momento fletor e ao esforço transverso, uma vez que são estes os esforços mais relevantes.

Tabela 7.9- Comparação dos esforços atuantes e da capacidade resistente das vigas principais em condições de temperatura ambiente.

Grupo	Perfil	Momento Fletor			Esforço Transverso		
		M_{ED} [KN.m]	M_{RD} [KN.m]	Rácio	V_{ED} [KN.m]	V_{RD} [KN.m]	Rácio
VPP1	IPE360	450.8	473.4	0.95	265.1	557.9	0.47
VPP2	IPE300	267.8	307.4	0.87	178.5	407.8	0.43
VPP3	IPE270	228.7	232.8	0.98	138.8	351.5	0.39
VPP4	IPE220	134.0	143.9	0.93	95.9	252.2	0.38

Tabela 7.10- Comparação dos esforços atuantes e da capacidade resistente de algumas vigas secundárias em condições de temperatura ambiente.

Grupo	Perfil	Momento Fletor			Esforço Transverso		
		M_{ED} [KN.m]	M_{RD} [KN.m]	Rácio	V_{ED} [KN.m]	V_{RD} [KN.m]	Rácio
VPS1	IPE160	88.6	102.7	0.86	64.5	153.3	0.42
VPS5	IPE120	46.7	60.7	0.77	46.7	100.1	0.47
VPS8	IPE120	48.7	56.6	0.86	48.8	100.1	0.49

Os resultados indicam que o esforço condicionante foi sempre o momento fletor e é desprezável a interação do esforço transversal com o momento fletor.

As secções obtidas foram atualizadas no modelo Revit, introduzindo-se igualmente as informações referentes ao diâmetro, altura e espaçamento dos conectores, conforme pode ser observado na Figura 7.20. Esta informação é atualizada automaticamente nos *Schedules*, podendo ser aplicada a folha de cálculo estrutural ao fogo, FirePro-CompositeBeams.

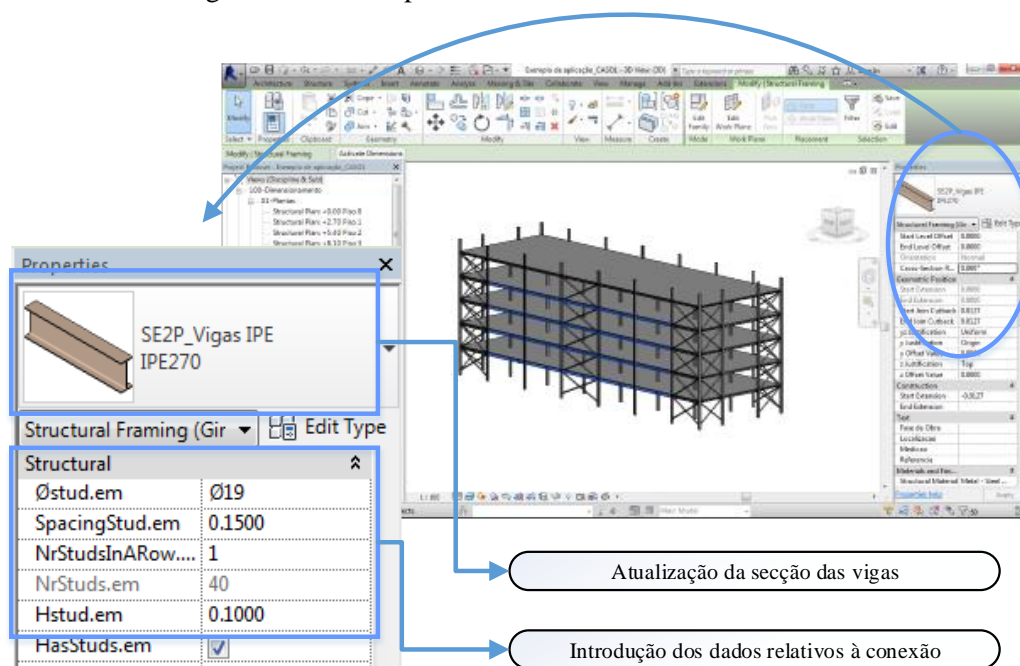


Figura 7.20 - Propriedades associadas aos conectores no modelo Revit.

Uma vez que o dimensionamento das vigas mistas não foi feito realizado no modelo do ARSA, atualizou-se também as secções destes elementos neste modelo, devido às alterações nas cargas permanentes transmitidas aos pilares e contraventamentos.

7.5.3.3. Pilares e contraventamentos

Após a atualização do modelo ARSA, em função do dimensionamento das lajes e vigas mistas, definiram-se os parâmetros de cálculo para determinação das secções dos pilares e contraventamentos. Procedeu-se então à definição do comprimento de encurvadura dos travamento existentes nos banzos superior e inferior, para determinação do comprimento de encurvadura lateral, e à definição das curvas de encurvadura lateral, uma vez que o ARSA não dispõe na sua base de dados do Anexo Nacional Português. Esta configuração, ilustrada na Figura 7.21, foi feita para cada grupo de elementos previamente definidos.

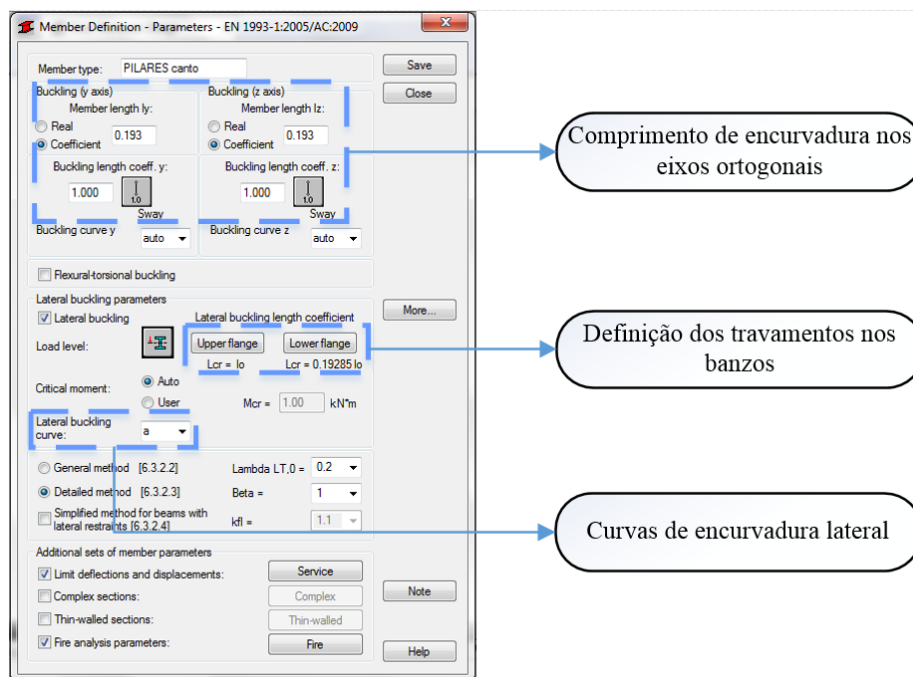


Figura 7.21 - Definição dos parâmetros de cálculo associados a cada tipo de elemento no programa RSA.

O dimensionamento foi efetuado perspetivando atingir as secções de aço mais económicas, indicando-se os resultados obtidos para os pilares e contraventamentos na Figura 7.22 e Figura 7.23, respetivamente.

No caso dos pilares, revelou ser mais vantajoso o uso da gama HEA ao invés da gama HEB, já que não existe limitação de espaço para a colocação dos perfis, o que poderia condicionar a altura da sua secção.

À semelhança do que foi feito com as vigas mistas, apresenta-se na Tabela 7.11 os rácios de segurança entre os esforços atuantes e a capacidade resistente dos elementos mais esforçados.

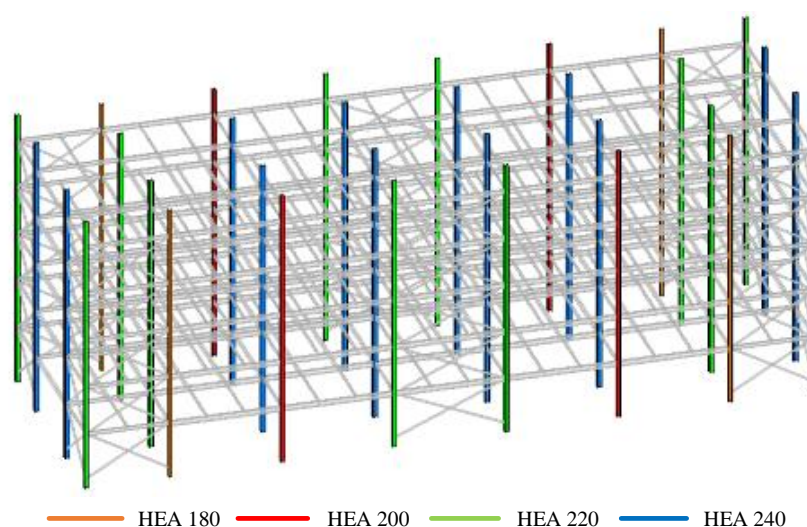


Figura 7.22 - Secções obtidas para os pilares do edifício referente ao caso de estudo.

Tabela 7.11 - Comparação dos principais esforços atuantes e capacidade resistente em condições normais de temperatura, dos pilares com maiores rácios.

Perfil	Classe da secção	Esforço axial			Encurvadura por flexão composta com compressão
		N_{ED} [KN]	$N_{c, RD}$ [KN]	Rácio	
HEA 180	1	652.5	1244.4	0.52	0.94
HEA 220	1	1297.0	1769.4	0.73	0.93
HEA 240	1	1082.7	2113.0	0.51	0.90
HEA 200	1	825.6	1480.4	0.56	0.88

Relativamente aos contraventamentos, optou-se por efetuar uma uniformização dos perfis tubulares utilizados, por ser pouco realista a diversificação excessiva. O eventual ganho com a diminuição do peso de aço, dificilmente iria compensar o acréscimo da complexidade em ligações, para além do maior custo na aquisição dos perfis. Assim sendo, os rácios obtidos para estes elementos estruturais em termos de esforços atuantes e resistentes, estarão naturalmente em alguns casos, mais afastados da unidade.

Na Tabela 7.12 apresentam-se os resultados do quociente entre esforços atuantes e resistentes para cada tipo de secção transversal dos contraventamentos.

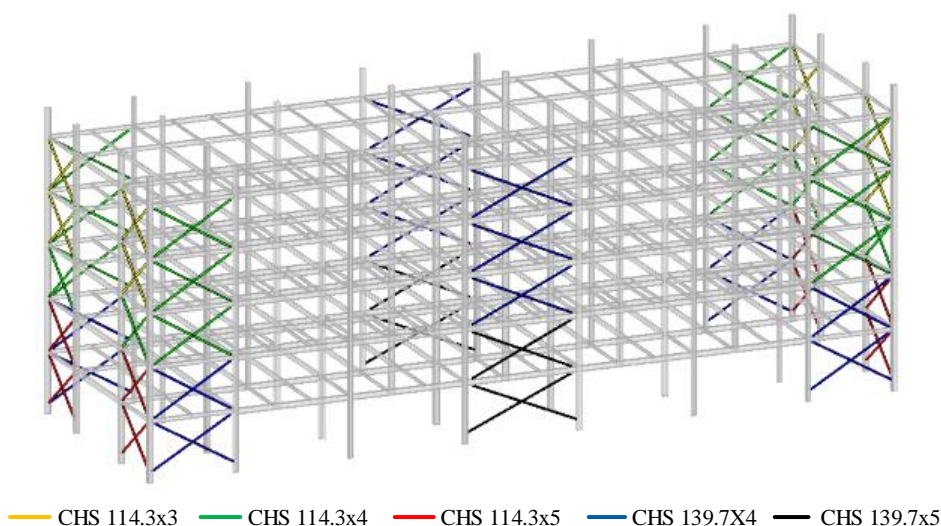


Figura 7.23 - Secções obtidas para os contraventamentos do edifício.

Tabela 7.12 - Comparação dos principais esforços atuantes e capacidade resistente em condições normais de temperatura, dos contraventamentos com maiores rácios.

Perfil	Classe da secção	Esforço axial			Encurvadura por compressão	
		N_{ED} [KN]	N_{RD} [KN]	Rácio	$N_{b, RD}$ [KN]	Rácio
CHS 114.3x4	1	134.04	380.98	0.352	134.28	0.998
CHS 114.3x5	1	215.72	473.00	0.456	217.95	0.990
CHS 139.7x5	1	191.10	583.00	0.328	196.17	0.974
CHS 139.7x4	1	137.42	468.71	0.293	159.83	0.860
CHS 114.3x3	1	86.64	288.32	0.301	136.67	0.634

7.6. ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Após dimensionamento em condições normais de temperatura passou-se à fase da análise ao fogo, dimensionando-se as necessidades de proteção passiva com recurso aos seguintes sistemas de proteção:

- a) Tinta intumescente Hempacore one 43600 da Hempel;
- b) Argamassa vermiculite cimento da Biofire em cálculo analítico.

Foram então utilizadas as ferramentas de cálculo desenvolvidas, seguindo-se os procedimentos de utilização já descritos, para pilares e contraventamentos (FirePro-Steel) e para vigas mistas (FirePro-CompositeBeams).

7.6.1. Tempo requerido de resistência ao fogo

O primeiro passo na análise ao fogo, quando é feita uma abordagem prescritiva, segundo exposição a curvas de incêndio nominais, passa sempre pela determinação do tempo requerido de resistência ao fogo.

Aplicando o estipulado no regime jurídico da segurança contra incêndios (DL 220/2008), a utilização do edifício é do tipo I, isto é, para um edifício destinado para fins habitacionais. Posteriormente foi determinada a categoria de risco para a utilização tipo indicada, que de acordo com a altura do edifício se classifica como da 2ª categoria.

Após determinação do tipo de utilização e da categoria de risco, por consulta do Regulamento Técnico de Segurança contra Incêndios em Edifícios (Portaria 1532/2008), chega-se ao tempo requerido de resistência ao fogo. Para os elementos estruturais, com funções apenas de suporte, o tempo mínimo de resistência ao fogo para o edifício é de 60 minutos.

Como na maioria dos projetos analisados pela SE2P, os requisitos estipulados têm sido de 90 minutos, optou-se por utilizar esta duração como tempo requerido de resistência ao fogo na determinação das necessidades de proteção passiva dos elementos metálicos.

7.6.2. Ações

Seguindo o estipulado pelos Eurocódigos, considerou-se em situação de incêndio as mesmas ações que no dimensionamento em condições normais de temperatura, com exceção da ação sísmica e da temperatura que foram excluídas e da consideração da ação do fogo. Todas as ações consideradas estão indicadas na Tabela 7.13.

Embora esteja a ser aplicado o método de cálculo simplificado e não se trate de um carregamento na estrutura, o fogo não deixa de ser uma ação, resultando num decréscimo significativo da resistência em função do tempo.

Tabela 7.13 - Ações consideradas no dimensionamento do edifício em situação de incêndio.

Categoria	Tipo de ação	Zonas de atuação	Norma
Cargas permanentes	Peso próprio dos perfis e lajes (G)	Toda a estrutura	EN 1991-1-1
	Peso próprio das paredes de fachada (G_F)	Distribuída pelo comprimento das vigas subjacentes aos pisos	EN 1991-1-1
	Peso próprio da platibanda (G_P)	Distribuída pelo comprimento das vigas subjacentes à cobertura	EN 1991-1-1
Restantes cargas permanentes	Revestimentos (RCP_R)	Distribuída pela área dos pisos e cobertura	EN 1991-1-1
	Paredes divisórias (RCP_P)	Distribuída pela área dos pisos	RSA
Variável	Sobrecarga (S)	Distribuída pelos pisos de habitação (Categoria A)	EN 1991-1-1
		Distribuída pelo piso de cobertura (Categoria H)	
	Vento (V)	Distribuída pelas fachadas, cobertura e platibanda	EN 1991-1-4
Acidental	Fogo	Toda a estrutura	EN 1991-1-2

7.6.3. Combinação de ações

A situação de incêndio é classificada segundo a EN 1990 como acidental e como tal as ações consideradas devem ser combinadas em consonância com essa baixa probabilidade de ocorrência. Para o dimensionamento das necessidades de proteção ao fogo, apenas se considerou a combinação para o estado limite acidental tal como ilustra a Figura 7.24.

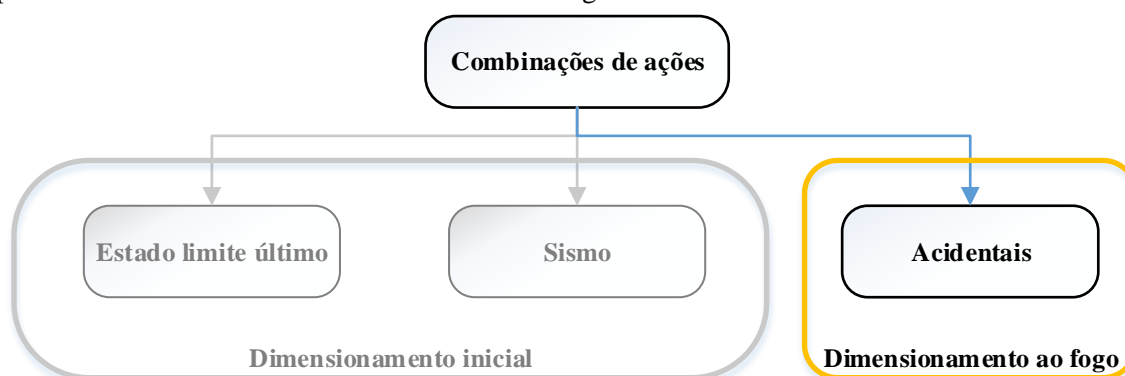


Figura 7.24 - Combinações consideradas no dimensionamento em situação de incêndio.

As combinações de ações para o cálculo de pilares e contraventamentos foram definidas no programa ARSA, tendo-se analisado 5 situações (CF1 a CF5) conforme indicado na Tabela 7.14.

Tabela 7.14 - Casos de combinações acidentais utilizadas na análise em situação de incêndio dos pilares e contraventamentos.

Caso	Coef.	Permanentes	Coef.	Variável base	Coef.	Outras variáveis
CF1	1	$G + G_F + G_P + RCP_E + RCP_P$	0,5	S	0	V
CF2	1	$G + G_F + G_P + RCP_E + RCP_P$	0,2	V_{Oeste}	0,3	S
CF3	1	$G + G_F + G_P + RCP_E + RCP_P$	0,2	V_{Este}	0,3	S
CF4	1	$G + G_F + G_P + RCP_E + RCP_P$	0,2	V_{Norte}	0,3	S
CF5	1	$G + G_F + G_P + RCP_E + RCP_P$	0,2	V_{Sul}	0,3	S

Relativamente às vigas mistas, a determinação dos esforços resultantes das combinações acidentais do fogo foi realizada no Excel, obtendo-se os esforços transversos máximos nas zonas de apoio e o momento máximo a meio vão. Nas vigas principais, nas quais apoiam duas vigas secundárias, contabilizou-se também as cargas concentradas que delas são provenientes. Nestes casos foram também determinados os momentos e esforços transversos nos pontos de apoio, para que seja analisada a interação entre estes.

Na Figura 7.25 apresenta-se um excerto da folha de cálculo elaborada para determinação das combinações de ações e respetivos esforços.

Vigas Principais Extremidade (meio) (VPP3)									
Vão	6	$B_{eff\ M_{\max}}$	0.83	Perfil	Área				
		$B_{eff\ Apoio}$	0.643	IPE300	0.00538				
L1	3.5								
L2	0								
		ψ_0	ψ_1	ψ_2					
Sob.	2	0.7	0.5	0.3	Comb.1	21.4344	M_{\max}	148.891	
RCP	4.26						$M_{U/s}$	138.174	
PPLaje	2.18						V_{\max}	90.5212	
PPViga	0.41439081						$V_{U/s}$	47.6524	
PPFachad	8								
Cargas pontuais		Proveniência	VP55		Comb.1				
Sob.	7				VP55	26.218	FVS	26.218	
RCP	14.91				-	0			
PPLaje	7.63								
PPViga	0.17802787								

Figura 7.25 - Determinação das combinações de ações e respetivos esforços nas vigas principais de piso do grupo VPP3, para a verificação da segurança em situação de incêndio.

Na Tabela 7.15 apresenta-se um exemplo das cargas combinadas e respetivos coeficientes de combinação para uma viga principal de fachada.

Tabela 7.15- Cargas combinadas e respectivos coeficientes de combinação em situação de incêndio para as vigas principais de pisos do grupo VPP3.

Caso	Coef.	Permanentes	Coef.	Variável base	Coef.	Outras variáveis
CF1	1	$G + G_F + RCP_E + RCP_P$	0,5	S	—	—

Exemplifica-se igualmente a determinação de esforços para as vigas principais de cobertura, observando-se na Figura 7.26 o caso de uma viga da cobertura.

Vigas Principais intermédias (meio) (VCP1)									
Vão	6	Beff	1.5	Perfil	Área				
		Beff	1.125	IPE300	0.00538				
L1	3.5								
L2	5.5								
		psi0	psi1	psi2					
Sob.	0.4	0	0	0	Comb.1	21.4744	M _{max}	181.712	182.959
RCP	2.5				Comb.2	21.6211	M _{U/3}	170.975	172.149
PPlaje	2.18						V _{max}	106.962	107.696
PPViga	0.41439						V _{U/3}	64.0132	64.4533
Vento	0.163	0.6	0.2	0					
Cargas pontuais		Proveniência	VC51		Comb.1				
Sob.	3.6		VC55		VC51	26.0198	FVS	42.5388	
RCP	22.5				VC55	16.5191			
PPlaje	19.62				Comb.2				
PPViga	0.41884				VC51	26.1991	FVS	42.8322	
Vento	1.467				VC55	16.6332			

Figura 7.26 - Determinação das combinações de ações e respectivos esforços nas vigas principais de piso do grupo VPP3, para a verificação da segurança em situação de incêndio.

Note-se que neste caso já é contabilizada a ação do vento, pelo que desta feita são consideradas duas combinações, tal como indica a Tabela 7.16. Recorda-se que para as vigas mistas apenas foi considerado o vento como ação vertical e em pressão para a totalidade da cobertura.

Tabela 7.16 - Cargas combinadas e respectivos coeficientes de combinação em situação de incêndio para as vigas principais da cobertura do grupo VCP1.

Caso	Coef.	Permanentes	Coef.	Variável base	Coef.	Outras variáveis
CF1	1	$G + RCP_E$	0	S	0	V
CF2	1	$G + RCP_E$	0,2	V	0	S

7.6.4. Vigas mistas

Após a introdução dos dados necessários para a análise ao fogo no modelo Revit, efetuou-se a exportação dos *schedules* para o FirePro-CompositeBeams através de um ficheiro de texto.

Posteriormente foram introduzidos na folha de cálculo do FirePro-CompositeBeams os restantes parâmetros de cálculo, tais como a largura efetiva e o posicionamento entre as nervuras da chapa colaborante e as vigas metálicas, selecionando-se também o tipo de chapa e laje colaborante.

Tendo em conta a variação dos esforços ao longo da viga, foram efetuados os cálculos separadamente para as seguintes situações:

1. Esforço transversal máximo, que ocorre nas zonas de apoio;
2. Momento fletor máximo e eventual esforço transversal a meio vão;
3. Combinação de esforço transversal e momento fletor, nas restantes zonas da viga sobretudo nas zonas das vigas principais onde descarregam as vigas secundárias.

A variação da largura efetiva entre nos apoios e o meio vão não foi tida em conta no cálculo das vigas mistas submetidas apenas ao esforço transversal, já que nestes casos apenas o perfil metálico é considerado para efeitos de resistência.

Para cada uma das situações descritas foram testados dois sistemas de proteção: tinta intumescente e argamassa vermiculite cimento, tendo-se verificado a necessidade de alterar as secções de alguns perfis, por não ser possível a proteção com recurso a tinta intumescente.

Assim, foram avaliados 3 cenários: C1) análise ao fogo com os dados provenientes do dimensionamento em condições normais de temperatura; C2) análise ao fogo com alterações de secções das vigas metálicas para as quais não foi possível a aplicação da proteção por intermédio de tinta intumescente, em função dos resultados obtidos no cenário C1; C3) análise ao fogo segundo os mesmos princípios que o cenário C2, para as vigas metálicas para os quais se mantinha inviável a aplicação do sistema de proteção por tinta intumescente.

7.6.4.1. Cenário C1

Nesta subsecção são primeiramente apresentados os resultados relativos aos esforços atuantes e resistentes à temperatura ambiente com condições de análise ao fogo. Estes dados permitem que seja mais facilmente perceptível a influência da aplicação das regras de cálculo em situação de incêndio nos resultados obtidos, mesmo na fase inicial de exposição ao fogo onde ainda não há diminuição das propriedades mecânicas dos materiais por aumento da temperatura.

Primeiramente são indicados na Tabela 7.17 e Tabela 7.18, respetivamente os resultados referentes à conexão nas vigas mistas de piso principais e secundárias em situação de incêndio mas ainda sem aumento da temperatura por ação do fogo. Estes dados foram apresentados igualmente para a fase de dimensionamento em condições normais de temperatura, estando indicados na Tabela 7.7 e Tabela 7.8.

Tabela 7.17- Resultados referentes à conexão nas vigas principais, em situação de incêndio.

Grupo	Perfil	Força máxima no aço [KN]	Força máxima no betão [KN]	Resistência da conexão [KN]	Grau de conexão [%]
VPP1	IPE360	1923.6	1912.5	1306.5	68.31
VPP2	IPE300	1426.7	1434.4	958.1	67.15
VPP3	IPE270	1210.4	1058.3	871.0	82.31
VPP4	IPE220	883.7	813.5	479.05	58.89

Tabela 7.18- Resultados referentes à conexão nas vigas secundárias, em situação de incêndio.

Grupo	Perfil	Força máxima no aço [KN]	Força máxima no betão [KN]	Resistência da conexão [KN]	Grau de conexão [%]
VPS1	IPE160	533.4	1753.1	660.5	123.83
VPS5	IPE120	351.7	1275.0	406.5	115.57
VPS8	IPE120	351.7	678.3	406.5	115.57

Relativamente à força máxima no betão registaram-se valores sempre superiores em situação de incêndio, uma vez que as suas regras de cálculo não estipulam a utilização dos fatores de redução dos materiais que no caso do betão é de 1,50. Como o fator de redução para o aço é unitário, os valores registados são idênticos com e sem regras de fogo.

Quanto à resistência da conexão, poderia ser expectável que fosse sempre menor em situação de incêndio mesmo sem redução das propriedades dos materiais resultantes do aumento da temperatura, no entanto isto apenas acontece quando o modo condicionante para a resistência dos conectores é o esmagamento do betão. De facto, quando a resistência da conexão é limitada pela rotura do aço do conector, o seu valor acaba por ser igual com e sem regras de fogo. Isto apenas não se verificou para os grupos VPS5 e VPS8, uma vez que o programa ABC apenas efetua o cálculo para um vão mínimo de 4 m sendo que estas vigas na realidade têm 3,5 m, refletindo-se no número de conectores considerados para o cálculo ao longo do comprimento crítico.

Relativamente ao grau de conexão a variação pode ser mais facilmente visualizada na Figura 7.27.

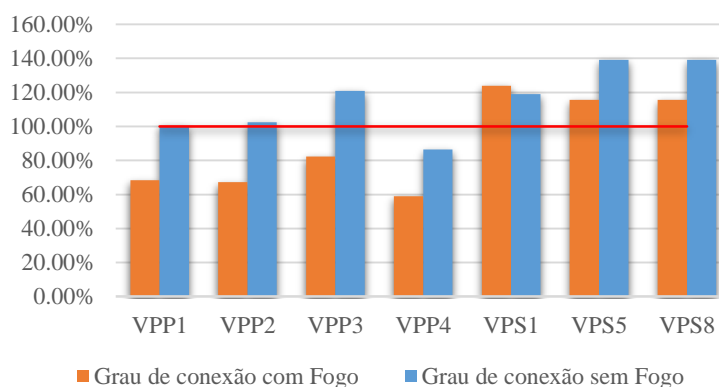


Figura 7.27 - Grau de conexão em estado limite último e em condições de fogo nas vigas principais e secundárias de piso, para a temperatura de 20 °C.

Verifica-se que apesar de a resistência da conexão se manter idêntica para a maior parte dos grupos, o grau de conexão é inferior aplicando as regras de fogo. Isto acontece por na generalidade dos casos forças a força condicionante para o grau de conexão corresponder à do betão no caso da análise em

condições normais de temperatura, tomando um valor superior quando se efetua a análise ao fogo ainda à temperatura de 20 °C.

No caso dos elementos pertencentes ao grupo VPS1, o grau de conexão aumentou ligeiramente por a força condicionante para a conexão em condições normais de temperatura se verificar no aço, mantendo valor idêntico em situação de incêndio. Os elementos pertencentes aos grupos VPS5 e VPS8, apenas não apresentam aumentos do grau de conexão à semelhança do que ocorreu para o grupo VPS8, uma vez que para estes casos e por limitações do programa ABC, a resistência da conexão aumentou ao invés do verificado para os restantes casos.

Na Tabela 7.19 e Tabela 7.20, são apresentados os valores dos esforços atuantes e resistentes, bem como o correspondente rácio de segurança, para o momento fletor e o esforço transversal.

Tabela 7.19- Esforços atuantes e capacidade resistente das vigas principais para a temperatura de 20 °C e em situação de incêndio (cenário C1).

Grupo	Perfil	Momento Fletor			Esforço Transverso		
		M_{ED} [KN.m]	M_{RD} [KN.m]	Rácio	V_{ED} [KN]	V_{RD} [KN]	Rácio
VPP1	IPE360	288.75	474.21	0.61	169.97	510.00	0.33
VPP2	IPE300	171.41	308.45	0.56	114.39	376.87	0.30
VPP3	IPE270	148.89	245.64	0.61	90.52	315.98	0.29
VPP4	IPE220	87.01	144.88	0.60	62.61	226.62	0.28

Tabela 7.20– Esforços atuantes e capacidade resistente de algumas vigas secundárias para a temperatura de 20 °C e em situação de incêndio (cenário C1).

Grupo	Perfil	Momento Fletor			Esforço Transverso		
		M_{ED} [KN.m]	M_{RD} [KN.m]	Rácio	V_{ED} [KN]	V_{RD} [KN]	Rácio
VPS1	IPE160	56.87	101.81	0.56	41.36	138.32	0.30
VPS5	IPE120	22.94	60.4	0.38	26.22	90.64	0.29
VPS8	IPE120	25.22	57.84	0.44	28.82	90.64	0.32

As principais diferenças verificadas em relação ao momento fletor resistente e esforço transversal resistente devem-se essencialmente à diferença na aplicação dos coeficientes parciais de segurança para o cálculo da resistência, que são unitários em situação de incêndio, e às diferenças registadas quanto ao grau de conexão, sendo que neste último caso a repercussão é cingida ao momento fletor resistente.

A comparação dos rácios obtidos para as vigas de piso, entre os dimensionamentos à temperatura ambiente, com e sem as condições de cálculo impostas pela situação de incêndio para o momento fletor, encontra-se representado na Figura 7.28.

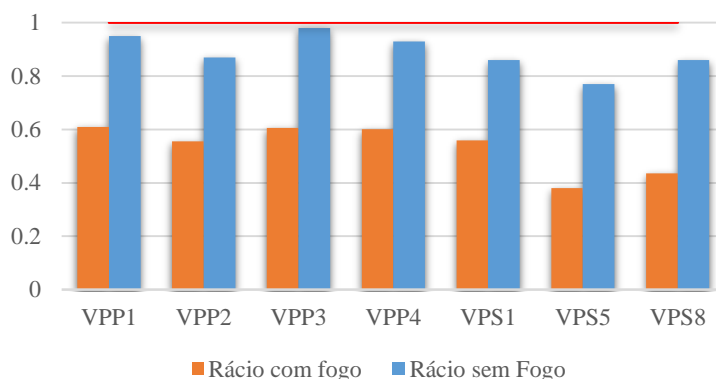


Figura 7.28 - Rádios de segurança à flexão em estado limite último e em situação de incêndio, nas vigas principais e secundárias de piso, determinadas para a temperatura de °C (cenário C1).

Verifica-se naturalmente que os rácios decresceram bastante para todos os grupos de elementos analisados. Isto ocorre, essencialmente por as cargas atuantes não serem sujeitas a majorações em cálculos ao fogo e por conseguinte apresentarem um valor inferior. No entanto, denota-se que nas vigas secundárias essa redução foi mais expressiva, o que se justifica pelo grau de conexão nas vigas principais ter decrescido, sendo agora inferior a 100%. Assim sendo, a conexão limitou a resistência da secção mista, atenuando a diferença criada pela diminuição dos esforços atuantes.

Relativamente às necessidades de proteção para o cenário 1, com recurso a tinta e a argamassa, os resultados para as vigas de piso principais e secundárias, estão indicados na Tabela 7.21 e na Tabela 7.22, respetivamente.

Tabela 7.21 - Necessidades de proteção passiva ao fogo para as vigas principais de piso (cenário C1).

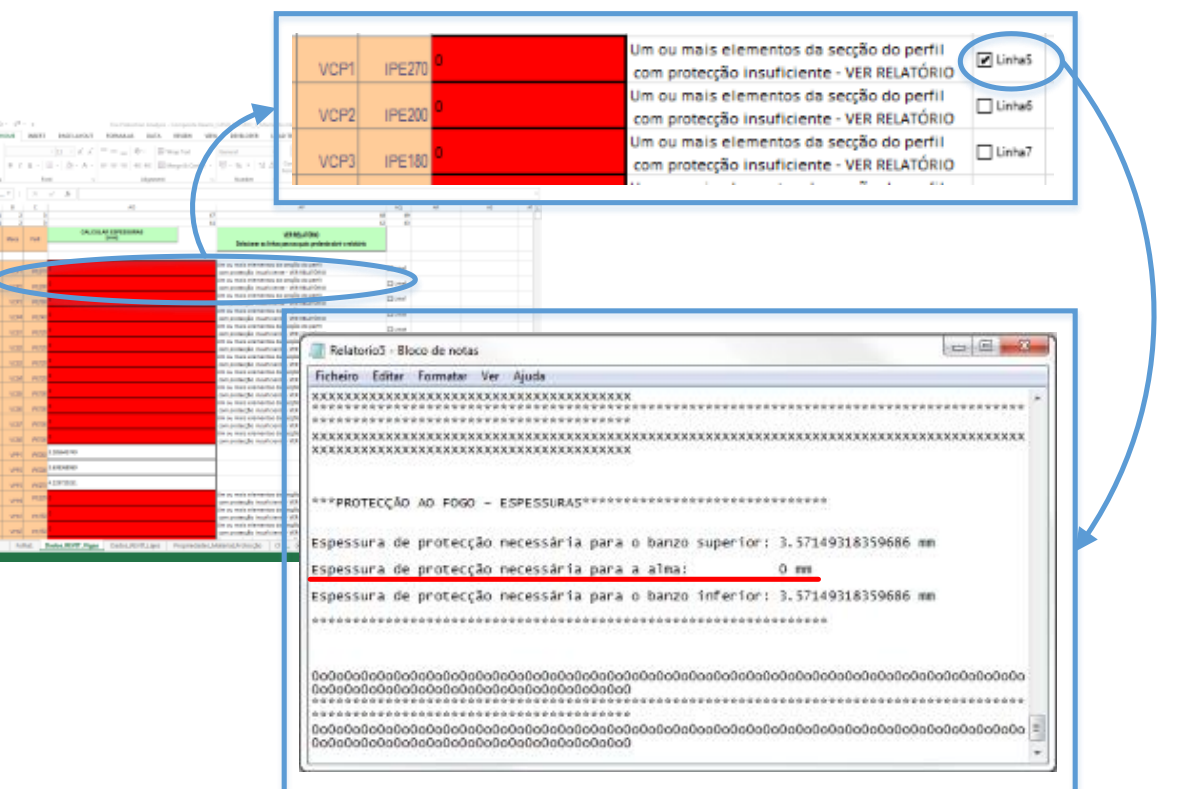
Grupo de Viga	VPP1	VPP2	VPP3	VPP4
Tinta [mm]	3.29	3.64	4.23	✗
Argamassa [mm]	11	11	12	13
Esforço condicionante	$M_{máx}$	$M_{máx}$	$M_{máx}$	$M_{máx}$

Tabela 7.22- Necessidades de proteção passiva ao fogo para as vigas secundárias de piso (cenário C1).

Grupo de Viga	VPS1	VPS2	VPS3	VPS4	VPS5	VPS6	VPS7	VPS8
Tinta [mm]	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗	✗
Argamassa [mm]	16	16	16	16	15	15	15	15
Esforço condicionante	$M_{máx}$	$M_{máx}$	$M_{máx}$	$M_{máx}$	$M_{máx}$	$M_{máx}$	$M_{máx}$	$M_{máx}$

Conforme se constata, não será possível a proteção das vigas com recurso a tinta intumescente para a maioria das vigas, uma vez que a determinação da espessura necessária passa pela consulta de tabelas de ensaios. Por sua vez, a determinação da proteção por argamassa foi realizada através de cálculo analítico, sendo sempre possível a atribuição de uma espessura. Tendo isto em conta, é sempre necessária uma análise crítica dos resultados obtidos, para que não se aceitem espessuras de proteção de ordens de grandeza tão elevadas que não faça sentido ou até mesmo seja impraticável a sua aplicação, no entanto, não é o caso da situação apresentada.

Na Figura 7.29, apresenta-se um excerto dos resultados obtidos, exemplificando-se como se deve proceder para rapidamente chegar à solução pretendida.



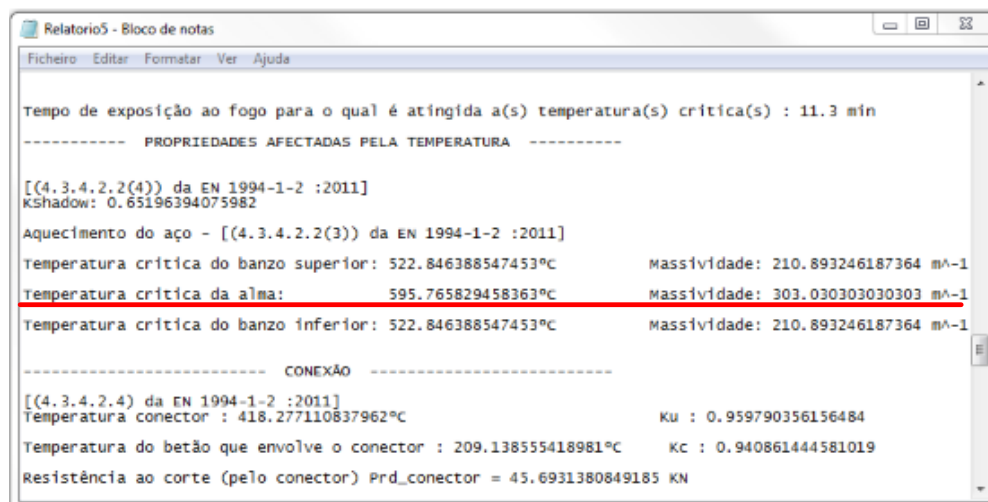


Figura 7.30 - Relatório obtido pelo FirePro-CompositeBeams, indicando a relação temperatura crítica e massividade que levou à impossibilidade de proteção através da tinta (cenário C1).

Para o presente caso e tal como ilustra a Figura 7.31, percebe-se que o fator condicionante para a maioria das vigas foi a massividade, sendo esta excessiva. Assim sendo, a solução passa pela alteração dos perfis em função dos limites de massividade, tendo para isso sido analisadas os diferentes valores que a mesma tem para a alma e banzos da gama de perfis IPE e HEA, bem como a respetiva área da secção transversal.

R90/4-sided		Massividade\Temperatura								
		350	400	450	500	550	600	650	700	750
280						5.111	3.807	3.572	3.464	2.555
285							3.866	3.638	3.534	2.682
290							4.045	3.704	3.604	2.809
295							4.232	3.770	3.674	2.936
300							4.419	3.836	3.745	3.063
305							4.606	4.044	3.815	3.191
310							4.793	4.405	3.955	3.318
315							4.981	4.766	4.354	3.445
320							5.168	5.127	4.752	3.572
325									5.151	3.699
330										3.826
335										
340										
344										

Figura 7.31 - Tabela da tinta intumescente escolhida, para um período de proteção ao fogo de 90 minutos e exposição em todo o perímetro com destaque para as relações temperatura crítica/massividade.

Na Tabela 7.23 estão assinaladas a verde as massividades que cumprem as limitações referidas, definindo a secção mínima a ser utilizada. Salienta-se que também foram analisadas as áreas da

secção transversal de cada perfil, para perceber se em termos de custos com aço, seria mais vantajosa a passagem de IPE para HEA, o que não se verificou.

Tabela 7.23 - Área e massividades dos banzos e alma de cada secção transversal da gama IPE, com identificação a verde das massividades para as quais o sistema de proteção escolhido pode ser utilizado.

Perfil	Área secção [cm ²]	Massividade alma [m ¹]	Massividade banzos [m ¹]
IPE 100	10.32	487.80	387.24
IPE 120	13.21	454.54	348.71
IPE 140	16.43	425.53	317.25
IPE 160	20.09	400.00	294.66
IPE 180	23.95	377.35	271.97
IPE 200	28.48	357.14	255.29
IPE 220	33.37	338.98	235.57
IPE 240	39.12	322.58	220.74
IPE 270	45.95	303.03	210.89
IPE 300	53.81	281.69	200.24
IPE 330	62.61	266.66	186.41
IPE 360	72.73	250.00	169.24
IPE 400	84.46	232.55	159.25
IPE 450	98.82	212.76	147.51
IPE 500	115.5	196.07	135.00
IPE 550	134.4	180.18	125.80
IPE 600	156.0	166.66	114.35

Para além da massividade, as tabelas também têm limitações no que diz respeito à temperatura crítica. Por exemplo, para o IPE240, apenas é possível a proteção se a temperatura crítica for superior a 700°C, sendo que este valor não foi atingido na maioria das vigas mistas. Mesmo assim, nesta primeira fase, optou-se por alterar os perfis apenas em função da massividade, uma vez que com a maior capacidade resistente do perfil, a temperatura crítica também irá subir. Assim, todos os perfis com série inferior ao IPE240 foram então alterados para esta mesma série.

7.6.4.2. Cenário C2

A atualização dos perfis a utilizar para cada grupo de vigas mistas, foi efetuada não só no modelo Revit com a consequente alteração das massividades e restantes propriedades geométricas, como também nas folhas de cálculo, para determinação dos esforços atuantes com os novos valores do peso próprio.

Repetiu-se então o mesmo procedimento para determinação das espessuras de proteção com recurso ao sistema por tinta intumescente e argamassa. Desta feita não serão apresentados os resultados dos esforços atuantes e resistentes, indicando-se apenas na Tabela 7.24 e Tabela 7.25, algumas das espessuras de proteção obtidas.

Tabela 7.24- Necessidades de proteção passiva ao fogo para as vigas principais de piso (cenário C2).


Viga	VPP1	VPP2	VPP3	VPP4
Tinta [mm]	3.29	3.64	4.24	
Argamassa [mm]	11	11	12	11
Esforço condicionante	$M_{m\acute{a}x}$	$M_{m\acute{a}x}$	$M_{m\acute{a}x}$	$M_{m\acute{a}x}$

Tabela 7.25- Necessidades de proteção passiva ao fogo para as vigas secundárias de piso (cenário C2).

Viga	VPS1	VPS2	VPS3	VPS4	VPS5	VPS6	VPS7	VPS8
Tinta [mm]	4.46	4.60	4.73	4.72	3.64	3.64	3.64	3.64
Argamassa [mm]	10	10	10	10	6	6	6	6
Esforço condicionante	$M_{m\acute{a}x}$	$M_{m\acute{a}x}$	$M_{m\acute{a}x}$	$M_{m\acute{a}x}$	$M_{m\acute{a}x}$	$M_{m\acute{a}x}$	$M_{m\acute{a}x}$	$M_{m\acute{a}x}$

Mesmo com a alteração dos perfis de acordo com os resultados do cenário anterior, algumas vigas continuam a não ser protegíveis. Desta feita, repetindo o procedimento descrito anteriormente, verifica-se que para as massividades dos perfis que não têm possibilidade de proteção, a temperatura crítica obtida teria de ser superior.

No presente caso, pretendeu-se que as características mecânicas e geométricas da laje colaborante fossem imutáveis, bem como a classe de resistência do aço, já que a sua alteração iria originar uma variabilidade de custos que não está a ser contabilizada. Desta forma, a solução para o aumento da resistência em função do esforço condicionante, passa sempre pela alteração da secção do perfil ou do grau de conexão.

Consultando o relatório de cálculo (Figura 7.32), verifica-se que o esforço condicionante foi invariavelmente o momento fletor, estando o eixo neutro localizado na laje de betão.

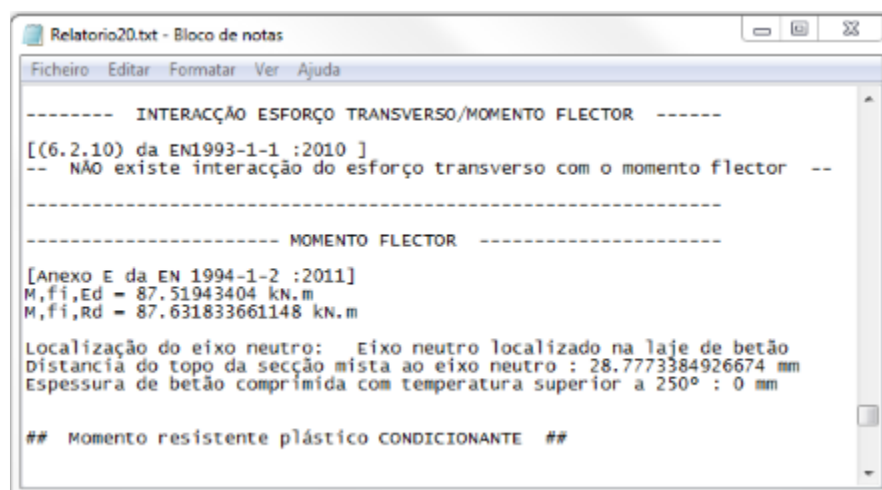


Figura 7.32 - Excerto do relatório obtido pelo FirePro-CompositeBeams, indicando o esforço condicionante e posicionamento do eixo neutro à respetiva temperatura.

Uma vez que o grau de conexão é superior a 100%, a resistência da secção mista ao momento fletor não foi condicionada pela conexão, fazendo com que a escolha óbvia passe pelo aumento da secção do perfil. Mesmo ponderando o aumento da resistência mecânica da laje, a posição do eixo neutro

indica que nem toda a área da secção transversal de betão contribui à compressão para o equilíbrio interno de forças, pelo que o aumento da resistência do perfil seria sempre uma boa opção.

Será importante realçar que as propriedades do aço começam a alterar-se em gamas de temperatura superiores às do betão. Desta forma, ao longo do período de exposição ao fogo, o eixo neutro irá sempre subir em relação ao seu posicionamento à temperatura ambiente e na maioria dos casos acabará localizado na laje. Isto significa que aumentar as propriedades mecânicas da laje aumentará a resistência à flexão da secção mista, essencialmente pelo aumento do braço entre as forças internas, podendo implicar um aumento ainda maior da carga atuante. Esta pode, no entanto, ser uma solução vantajosa, dependendo do diferencial de preço entre o aumento do volume de aço e do volume de betão.

A solução adotada para o grupo de vigas VPP4 foi a alteração da secção IPE240 para IPE270.

7.6.4.3. Cenário C3

A solução final e correspondente ao cenário C3 está indicada na Figura 7.33.

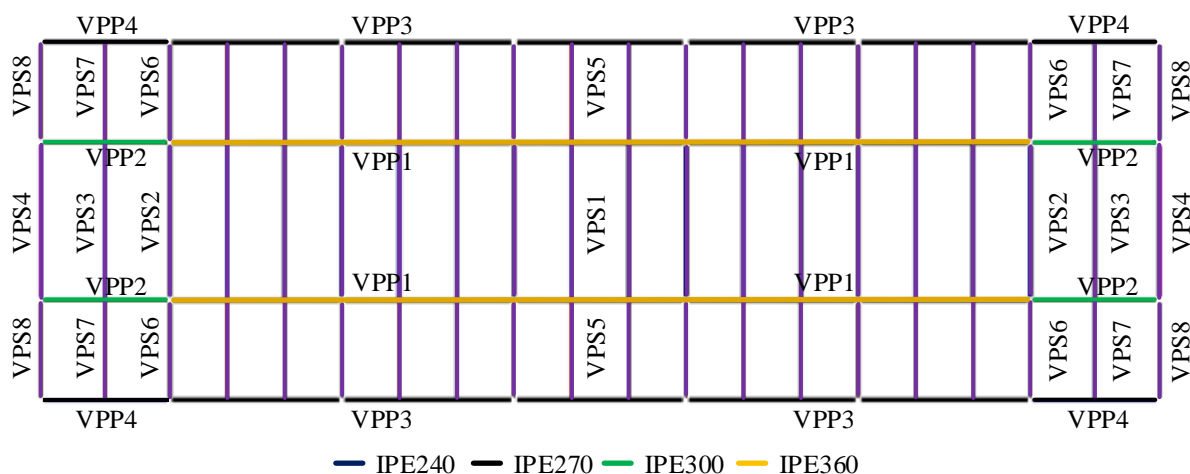


Figura 7.33 - Secções das vigas mistas de piso após análise ao fogo e alterações necessárias para viabilizar a proteção com tinta intumescente (cenário C3).

Após a atualização dos perfis no modelo Revit e na folha de cálculo para determinação dos novos esforços atuantes, determinaram-se novamente as necessidades de proteção, apresentando-se na Tabela 7.26 e Tabela 7.27 os resultados obtidos, respetivamente para as vigas principais de piso e secundárias de piso.

Tabela 7.26 - Necessidades de proteção passiva ao fogo para as vigas principais de piso (cenário C3).

Viga	VPP1	VPP2	VPP3	VPP4
Tinta [mm]	3.29	3.64	4.24	3.80
Argamassa [mm]	11	11	12	10
Esforço condicionante	$M_{máx}$	$M_{máx}$	$M_{máx}$	$M_{máx}$

Tabela 7.27- Necessidades de proteção passiva ao fogo para as vigas secundárias de piso (cenário C3).

Viga	VPS1	VPS2	VPS3	VPS4	VPS5	VPS6	VPS7	VPS8
Tinta [mm]	4.46	4.60	4.73	4.72	3.64	3.64	3.64	3.64
Argamassa [mm]	10	10	10	10	6	6	6	6
Esforço condicionante	$M_{máx}$	$M_{máx}$	$M_{máx}$	$M_{máx}$	$M_{máx}$	$M_{máx}$	$M_{máx}$	$M_{máx}$

Com a nova alteração de perfis, já foi possível obter espessuras de proteção para a aplicação de tinta intumescente, observando-se também à semelhança do que ocorreu para o cenário 2, uma redução da espessura de proteção com recurso a argamassa, para os perfis alterados.

Com estes resultados também é possível constatar, que relativamente aos esforços atuantes nas vigas principais, nas quais descarregam vigas secundárias cujo peso próprio aumentou devido à alteração da secção dos perfis, as espessuras de proteção tanto com tinta como com argamassa, mantiveram-se praticamente inalteradas.

Com este novo cenário já será possível passar à próxima etapa do processo de análise ao fogo estabelecido, que será a análise económica com consequente necessidade de avaliar cenários alternativos.

Antes da passagem à próxima fase, será interessante analisar algumas informações presentes na interface do utilizador com o FirePro-CompositeBeams, que poderão indicar preliminarmente de que forma o projetista poderá atuar com vista à obtenção da maior economia. A Figura 7.34, mostra um excerto dos resultados obtidos para o cenário 3, destacando-se de imediato a informação de que para alguns grupos de vigas, a espessura de proteção é excessiva para a temperatura crítica atingida. Abrindo o relatório, rapidamente se percebe que de facto nas tabelas consultadas para a tinta intumescente, a temperatura crítica está limitada aos 750 °C, indicando-se inclusivamente em quanto este valor é excedido. Isto significa que estamos a atribuir uma maior espessura de proteção do que aquela que eventualmente seria necessária e por conseguinte estes poderão ser elementos cuja resistência poderá diminuir para se atingirem temperaturas críticas mais próximas dos 750 °C. Outra alternativa seria mesmo aumentar a resistência da secção mista, para que não seja necessário o recurso a proteção ao fogo. Esta decisão, no entanto, apenas deve ser tomada caso se verifique que o tempo de exposição ao fogo para o qual foi atingida a temperatura crítica, esteja próximo do tempo requerido de proteção.

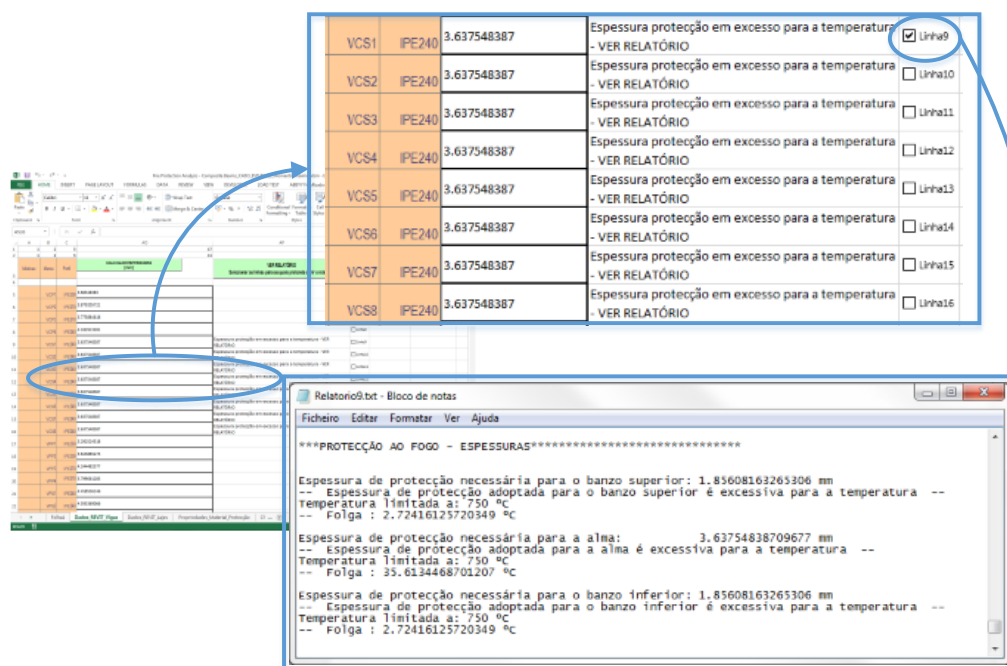


Figura 7.34 - Excerto das informações fornecidas pelo FirePro-CompositeBeams após o cálculo referente ao cenário C3.

Outra questão importante a analisar, ainda numa fase preliminar, é saber de forma rápida onde uma eventual otimização terá maior repercussão na diminuição no custo global do projeto. A Figura 7.35 ilustra alguns dos dados que são exportados do Revit para o FirePro-Compositebeams e que permitem identificar quais os elementos com maior relevância para uma diminuição do volume de aço e/ou de proteção.

The screenshot shows the Revit interface with a table of structural data. The table has columns: Marca, Perfil, Quant., Comp. (m), Peso (kg/m), Peso (kg), ALem, and Área Pintura (m²). The 'Quant.' and 'Peso (kg)' columns are highlighted in red. Below the table, a detailed view of the data is shown:

Marca	Perfil	Quant.	Comp. (m)	Peso (kg/m)	Peso (kg)	ALem	Área Pintura (m²)
VCS1	IPE240	14	5.5	30.7	2363.9	0.922 m²	70.99 m²
VCS2	IPE240	2	5.5	30.7	337.7	0.922 m²	10.14 m²
VCS3	IPE240	2	5.5	30.7	337.7	0.922 m²	10.14 m²
VCS4	IPE240	2	5.5	30.7	337.7	0.922 m²	10.14 m²
VCS5	IPE240	28	3.5	30.7	3008.6	0.922 m²	90.36 m²
VCS6	IPE240	4	3.5	30.7	429.8	0.922 m²	12.91 m²
VCS7	IPE240	4	3.5	30.7	429.8	0.922 m²	12.91 m²

Figura 7.35 - Dados exportados do Revit para o FirePro-CompositeBeams tendo em vista a otimização de custos.

Note-se que com esta solução, altamente sobredimensionada por questões de limitação de massividade inerentes ao sistema de proteção adotado por tinta intumescente, a solução imediata de otimização, poderia passar pela alteração da disposição estrutural dos elementos, reduzindo-se o número de vigas mistas por aumento do espaçamento entre elas. No entanto, esta alteração não foi equacionada para a determinação do caso mais económico.

7.6.5. Pilares e contraventamentos

Relativamente aos pilares e contraventamentos, após o dimensionamento em condições normais de temperatura e ainda no modelo do ARSA, determinaram-se as temperaturas críticas, com recurso ao módulo específico do programa com base nas combinações de ações acidentais.

Tanto os contraventamentos como os pilares estão sujeitos a fenómenos de instabilidade como a encurvadura, estando os últimos também sujeitos à encurvadura lateral. No caso da encurvadura lateral, os esforços de flexão serão diminutos, uma vez que as ações horizontais consideradas se resumem ao vento (muito reduzidas em combinação acidental).

Tendo em conta estes fenómenos de instabilidade não é possível aplicar o cálculo no domínio da temperatura, pelo que as temperaturas críticas foram determinadas no domínio da resistência. Assim sendo, tiveram de ser atribuídos patamares de temperatura de 50 °C em 50 °C, identificando-se quais os elementos que verificam a resistência para a temperatura atribuída.

Este cálculo foi efetuado para os 3 cenários apresentados para as vigas mistas, avaliando-se a influência das alterações impostas por cada um deles, na temperatura crítica e correspondentes necessidades de proteção.

7.6.5.1. Cenário C1

Na Tabela 7.28 indicam-se os resultados obtidos para a temperatura ambiente em situação de incêndio, em termos dos esforços mais relevantes e para os mesmos elementos analisados e dimensionados na secção 7.5.3.3.

Tabela 7.28 - Comparação dos principais esforços atuantes e capacidade resistente em situação de incêndio, dos pilares com maiores rácios indicados na Tabela 7.11.

Perfil	Classe da secção	Esforço axial			Encurvadura por flexão composta com compressão
		$N_{fI,ED}$ [KN]	$N_{fI,RD}$ [KN]	Rácio	
HEA 180	2	408.57	1244.41	0.33	0.556
HEA 220	3	843.66	1769.38	0.48	0.685
HEA 240	3	544.74	2112.98	0.26	0.436
HEA 200	3	574.51	1480.36	0.39	0.617

Registaram-se alterações na classificação das secções, sem no entanto atingir a classe 4, para a qual a formulação de cálculo em situação de incêndio seria diferente.

Na Figura 7.36 e Figura 7.37, destaca-se com maior clareza os ganhos obtidos na margem de segurança entre os esforços atuantes e resistentes dos pilares no que diz respeito à compressão e à encurvadura por compressão, nas situações com e sem cenário de fogo, respetivamente.

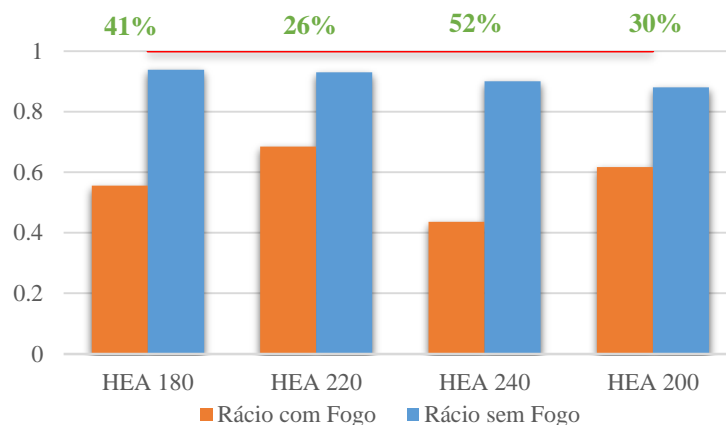


Figura 7.36 - Capacidade resistente à compressão da secção dos pilares em estado limite último e em situação de incêndio, para a temperatura de 20 °C (cenário C1).

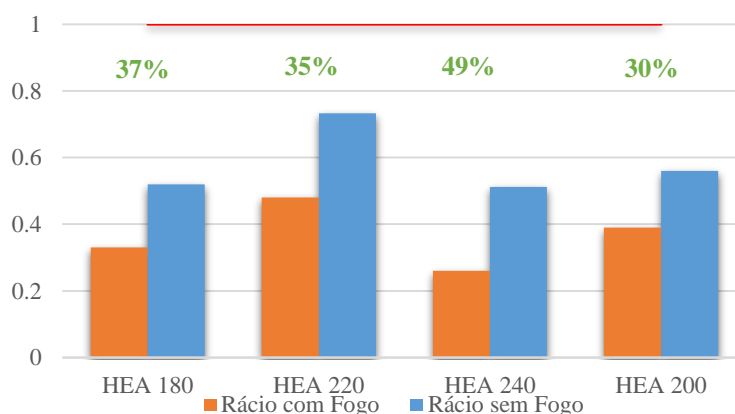


Figura 7.37 - Capacidade resistente à encurvadura por compressão dos pilares em estado limite último e em situação de incêndio, para a temperatura de 20 °C (cenário C1).

Relativamente à compressão, tal como era expectável, há uma diminuição dos esforços atuantes devido à combinação de ações acidental, no entanto, a resistência mantém-se de igual valor, havendo por isso, logo à partida, um ganho nos rácios obtidos.

Na encurvadura por flexão composta com compressão, a diminuição dos esforços atuantes é acompanhada por uma diminuição do esforço resistente. Isto deve-se ao fato de em situação de incêndio o fator de imperfeição ser bastante superior, resultando na diminuição da capacidade resistente.

O ganho relativo entre os esforços atuantes e a capacidade resistente, comparando o caso do esforço de compressão com a encurvadura por flexão composta, é sempre menos expressivo neste último

caso, quando o esforço por flexão é quase inexistente e como tal, mais suscetível à encurvadura por compressão. Dentro dos exemplos apresentados isto apenas se verifica para o HEA220, em que o momento fletor atuante em situação de incêndio é praticamente nulo.

Na Tabela 7.29 e à semelhança do que foi efetuado para os pilares, apresentam-se os resultados obtidos em situação de incêndio, atribuindo-se uma sigla para cada um dos contraventamentos apresentados, para que sejam mais facilmente identificados no decorrer das necessárias alterações de secções.

Tabela 7.29 - Comparação dos principais esforços atuantes e capacidade resistente em condições normais de temperatura, dos contraventamentos com maiores rácios indicados na Tabela 7.12.

Perfil	Classe da secção	Esforço axial			Encurvadura por compressão	
		N_{ED} [KN]	N_{RD} [KN]	Rácio	$N_{b,RD}$ [KN]	Rácio
CHS 114.3x4 (CV1)	1	38.25	380.98	0.1	103.58	0.369
CHS 114.3x5 (CV2)	1	55.29	473.00	0.12	161.13	0.343
CHS 139.7x5 (CV3)	1	35.12	583.00	0.06	152.38	0.23
CHS 139.7x4 (CV4)	2	16.74	468.71	0.04	123.90	0.135
CHS 114.3x3 (CV5)	2	16.52	288.32	0.06	100.58	0.164

Como se pode observar pela Figura 7.38 e Figura 7.39, a diminuição dos rácios foi muito mais significativa nos contraventamentos do que nos pilares. Isto deve-se em grande parte ao facto de a generalidade das combinações condicionantes para estes elementos, ao contrário do verificado para os pilares ser a ação da temperatura ambiente e em estado limite último, como ação variável principal. Esta ação não é contabilizada em situação de incêndio.

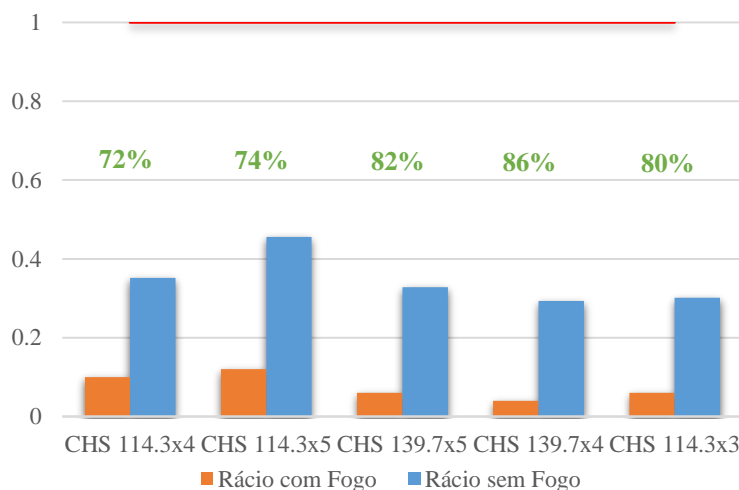


Figura 7.38 - Capacidade resistente à compressão da secção dos contraventamentos em estado limite último e em situação de incêndio, para a temperatura de 20 °C (cenário C1).

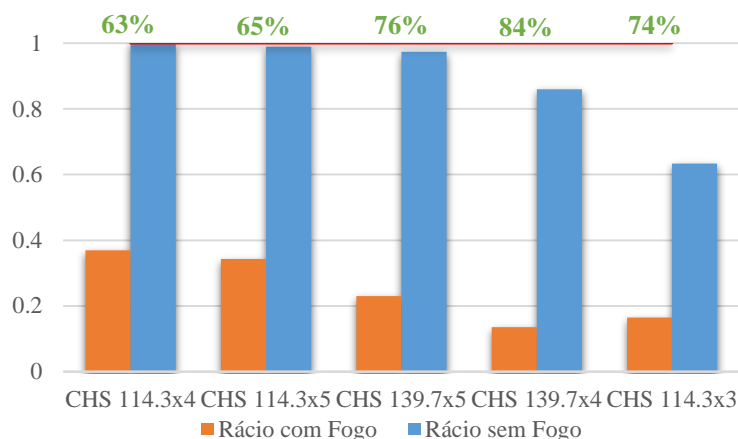


Figura 7.39 - Capacidade resistente à encurvadura por compressão dos contraventamentos em estado limite último e em situação de incêndio, para a temperatura de 20 °C (cenário C1).

Na Tabela 7.30 e Tabela 7.31, indicam-se os resultados das necessidades de proteção passiva ao fogo para a argamassa e a tinta intumescente, através do cálculo por intermédio do FirePro-Steel.

Tabela 7.30- Necessidades de proteção passiva ao fogo para os pilares indicados na Tabela 7.11 (cenário C1).

Pilar	HEA 180	HEA 220	HEA 240	HEA 200
Tinta [mm]	3.53	3.57	3.01	3.74
Argamassa [mm]	13	13	11	14

Tabela 7.31- Necessidades de proteção passiva ao fogo para os pilares indicados na Tabela 7.12 (cenário C1).

Contraventamento	CHS 114.3x4 (CV1)	CHS 114.3x5 (CV2)	CHS 139.7x5 (CV3)	CHS 139.7x4 (CV4)	CHS 114.3x3 (CV5)
Tinta [mm]	×	×	×	×	×
Argamassa [mm]	14	10	9	9	13

Como se pode observar, a proteção por tinta intumescente será insuficiente para a maioria dos perfis dos contraventamentos. Neste caso, embora o FirePro-Steel não forneça um relatório de cálculo detalhado, é visível na interface da folha com o utilizador e ao lado do resultado obtido, uma mensagem indicando que o sistema de proteção é insuficiente para a massividade do perfil.

Como tal, foi efetuado o mesmo procedimento seguido para as vigas mistas, identificando-se os perfis cuja massividade é suficiente para a aplicação da tinta intumescente escolhida. Na Tabela 7.32 estão indicadas as secções cujas massividades cumprem a referida limitação.

Tabela 7.32- Área e massividades da secção transversal da gama CHS, com identificação a verde das massividades para as quais o sistema de proteção escolhido pode ser utilizado.

Perfil	Espessura [mm]	Área secção [cm ²]	Massividade [m ⁻¹]
CHS 114.3	3.2	11.20	320
	3.6	12.50	285
	4.0	13.90	260
	5.0	16.20	210
	6.3	21.40	170
CHS 139.7	3.2	13.70	320
	3.6	15.40	285
	4.0	17.10	255
	5.0	21.20	205
	6.3	26.40	165
	8.0	33.10	135
	10.0	40.70	110
CHS 168.3	5.0	25.70	205
	6.3	32.10	165
	8.0	40.30	130
	10.0	49.70	105
	12.5	61.20	85

À semelhança do que foi feito para as vigas mistas, alteraram-se as secções dos contraventamentos tendo em conta as limitações de massividade e obviamente mantendo o nível mínimo de área de secção e inércia, para que continuem a ser cumpridos os critérios de resistência mecânica.

Assim sendo todos os contraventamentos, tanto tubulares CHS114.3 como CHS139.7, foram alterados ao nível da espessura para 6,3 mm.

7.6.5.2. Cenário C2

Este segundo cenário, para além da correspondência com a alteração de secções iterativa que foi efetuada para as vigas mistas, já introduz as secções mínimas necessárias relativas aos contraventamentos, tendo-se passado a espessura de todos os tubulares de contraventamentos para 6,3 mm.

Na Tabela 7.33 e Tabela 7.34, estão indicados os resultados obtidos para os elementos que têm vindo a ser apresentados.

Tabela 7.33 - Necessidades de proteção passiva ao fogo para os pilares indicados na Tabela 7.11 (cenário C2).

Pilares	HEA 180	HEA 220	HEA 240	HEA 200
Tinta [mm]	3.53	3.57	3.01	3.74
Argamassa [mm]	13	13	11	14

Tabela 7.34 - Necessidades de proteção passiva ao fogo para os pilares indicados na Tabela 7.12 (cenário C2).

Sistema de proteção	Perfis em contraventamentos				
	CHS 114.3x6.3 (CV1)	CHS 114.3x6.3 (CV2)	CHS 139.7x6.3 (CV3)	CHS 139.7x6.3 (CV4)	CHS 114.3x6.3 (CV5)
Tinta [mm]	✗	✗	✗	✗	✗
Argamassa [mm]	9	9	7	6	6

Relativamente aos pilares, pode-se observar que não houve qualquer alteração nas espessuras de proteção, apesar do acréscimo de carga proveniente do aumento dos perfis das vigas mistas e dos perfis dos contraventamentos. Isto justifica-se não só por o acréscimo de carga não ser significativo, mas também por a temperatura crítica ter sido determinada por patamares alargados, englobando a diminuição da temperatura inerente aos maiores esforços atuantes.

No que diz respeito aos contraventamentos, o sistema de proteção manteve-se insuficiente, devido à relação massividade/temperatura crítica. Como tal, através das notas de cálculo do ARSA (Figura 7.40), procurou-se perceber de que forma poderiam ser alteradas as secções dos perfis, para fazer face a esta limitação.

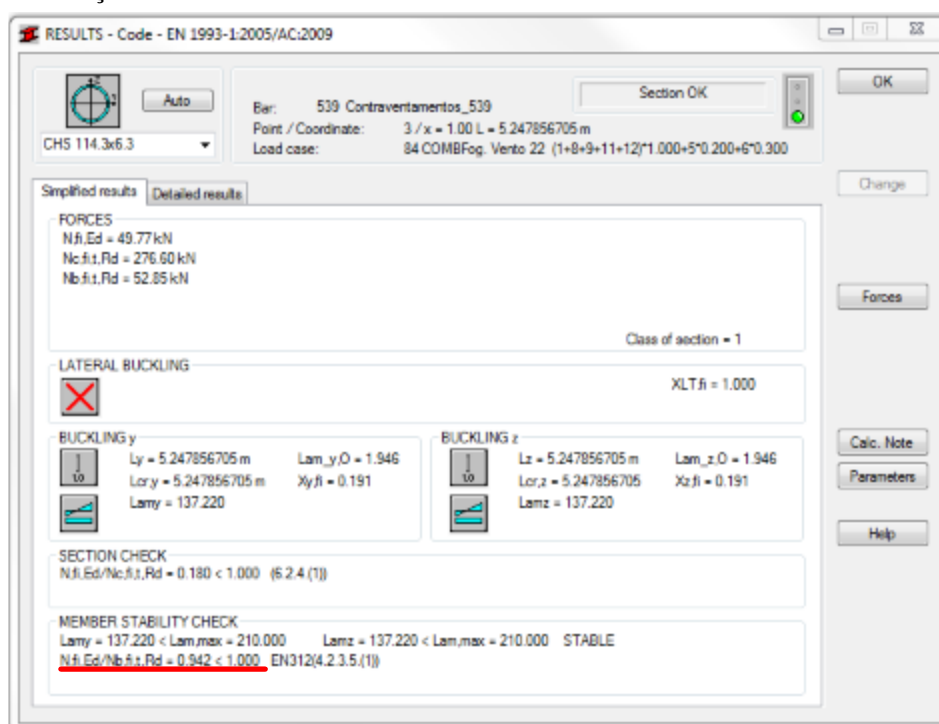


Figura 7.40 - Nota de cálculo do RSA referente ao cálculo ao fogo dos contraventamentos no cenário C2.

Verificou-se que a encurvadura por compressão foi sempre o esforço condicionante, fazendo com que a solução passe preferencialmente pelo um aumento da inércia da secção, podendo-se adicionalmente diminuir a massividade do perfil.

Aumentou-se então iterativamente a espessura e/ou diâmetro dos perfis tubulares, atendendo às limitações de massividade já apresentadas, até chegar-se à solução viável para o uso da tinta intumescente.

7.6.5.3. Cenário C3

As secções finais obtidas para os contraventamentos, após o processo iterativo de alteração de diâmetros e espessuras para tornar viável a aplicação da proteção por tinta intumescente, encontram-se indicadas na Figura 7.41.

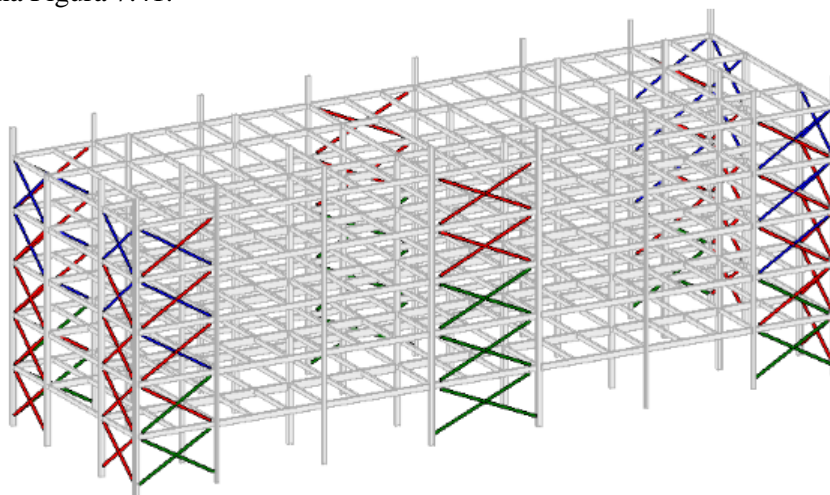


Figura 7.41 - Secções dos contraventamentos após a análise ao fogo e alterações necessárias para viabilizar a protecção com tinta intumescente (Cenário C3).

O terceiro cenário compreende às alterações efetuadas, mais uma vez tanto ao nível das vigas mistas como dos contraventamentos. Os resultados são apresentados para pilares e contraventamentos, na Tabela 7.35 e Tabela 7.36, respetivamente, verificando-se que desta feita já é possível a aplicação do sistema de proteção por tinta intumescente.

Tabela 7.35 - Necessidades de proteção passiva ao fogo para os pilares indicados na Tabela 7.11 (cenário C3).

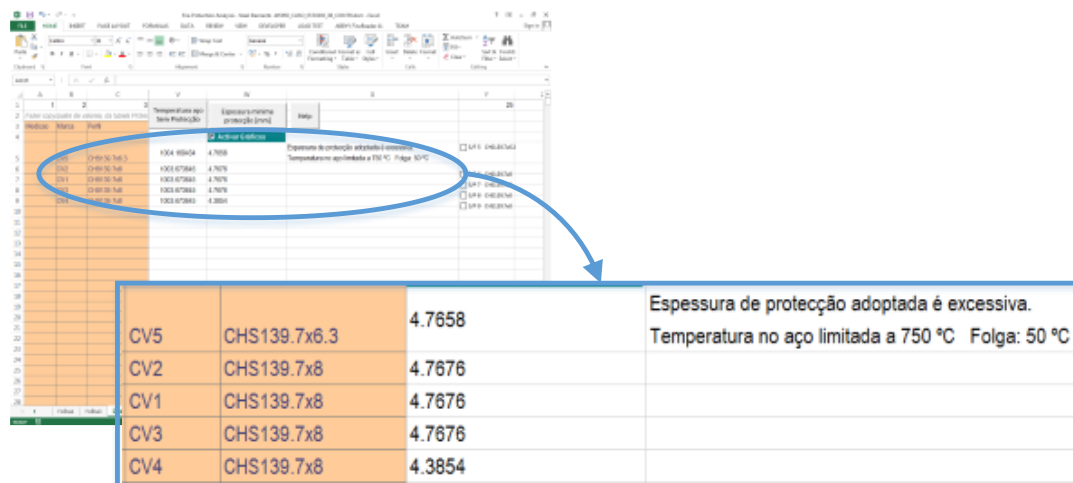
Pilares	HEA 180	HEA 220	HEA 240	HEA 200
Tinta [mm]	3.53	3.57	3.01	3.74
Argamassa [mm]	13	13	11	14

Tabela 7.36 - Necessidades de proteção passiva ao fogo para os pilares indicados na Tabela 7.12 (cenário C3).

Sistema de proteção	Perfis em contraventamentos				
	CHS 139.7x8 (CV1)	CHS 139.7x8 (CV2)	CHS 139.7x8 (CV3)	CHS 139.7x8 (CV4)	CHS 139.7x6.3 (CV5)
Tinta [mm]	4.77	4.77	4.77	4.39	4.77
Argamassa [mm]	6	6	6	5	4

Nos pilares, a atualização dos carregamentos na estrutura não originou qualquer alteração nas espessuras de proteção obtidas. Note-se que na passagem do cenário C2 para o cenário C3, o acréscimo de cargas é bastante inferior, por esta transição ter passado por alterações pontuais e pouco significativas nas secções dos perfis.

Relativamente aos contraventamentos, verifica-se a redução nas espessuras de proteção, por aumento da inércia e diminuição das massividades, inerentes à alteração das seções, tal como ocorreu na passagem do cenário C1 para o cenário C2. Verifica-se ainda que para a diferentes contraventamentos com as mesmas necessidades de espessuras de tinta intumescente, não se verificam também as mesmas necessidades em espessura de argamassa, como é o caso do contraventamento CV5. Olhando para os resultados da folha de cálculo, tal como ilustra a Figura 7.42, percebe-se rapidamente que isto ocorre por nesse elemento em particular, a espessura obtida de tinta intumescente ser excessiva, para a sua temperatura crítica.



Identificação	Seção	Temperatura crítica (°C)	Temperatura no aço limitada a 750 °C	Folga (°C)
CV5	CHS139.7x6.3	4.7658		
CV2	CHS139.7x8	4.7676		
CV1	CHS139.7x8	4.7676		
CV3	CHS139.7x8	4.7676		
CV4	CHS139.7x8	4.3854		

Espessura de protecção adoptada é excessiva.
Temperatura no aço limitada a 750 °C Folga: 50 °C

Figura 7.42 - Resultados obtidos pelo FirePro-Steel relativamente aos contraventamentos identificados com as siglas de CV1 a CV5, referentes ao cenário C3.

7.7. ANÁLISE ECONÓMICA

Após a determinação das necessidades de proteção para os cenários C1, C2 e C3, passa-se à análise económica. Como já foi referido, é com base nesta análise que posteriormente são tomadas decisões relativamente à possível alteração estrutural, com vista à obtenção da maior economia aliada à garantia de segurança e qualidade do projeto.

Para ir de encontro ao conceito BIM, com a centralização de informação e algum automatismo na atualização de dados, pretende-se que esta análise seja feita nos Schedules do Revit. No entanto e para facilitar a apresentação gráfica de dados, optou-se pela utilização direta do Excel para o efeito pretendido no presente documento.

Para a estimativa de custos, utilizaram-se os preços unitários de custo de aço e custos de produção indicados na Tabela 7.37, bem como do custo de proteção anticorrosiva e proteção ao fogo em tinta intumescente e argamassa, por sua vez presentes na Tabela 7.38. Estes valores foram gentilmente fornecidos pela SE2P, sendo oriundos da sua vasta experiência e partilha de informações com empresas de referência no sector da construção metálica e da proteção ao fogo.

Realça-se que o custo do aço está diferenciado pelo tipo de perfil, se tubular circular ou se HEA, bem como o custo de transformação, transporte e montagem, no qual já está incluída uma margem, no caso dos tubulares, para tentar de alguma forma traduzir a dificuldade acrescida em efetuar ligações.

Tabela 7.37 - Estimativa de custos unitários para o aço em perfil e para os processos inerentes à produção.

Tipo de secção	Aço S275J0 em perfil [€/kg]	Transformação, transporte e montagem [€/kg]
CHS	0.8	0.6
HEA	0.7	0.5

Tabela 7.38 - Estimativa de custos unitários para sistemas de proteção ao fogo por tinta intumescente e argamassa e para proteção anticorrosiva..

Tipo de secção	Apenas proteção anticorrosiva [€/m ²]	Intumescente e anticorrosiva [€/um/m ²]	Argamassa e tinta anticorrosiva [€/mm/m ²]	
CHS	11	0.03	1.15	se <11mm 12€/m2
HEA	11	0.03	1.15	se <11mm 12€/m2

Para efetuar a análise económica, o Revit já nos fornece um conjunto de dados importante, tais como a quantidade, comprimento, área de pintura e peso de cada tipo de perfil a analisar, aos quais se acresce a espessura de proteção, eficiência do sistema de proteção e preços unitários, que são introduzidos diretamente no programa.

Com estas informações, rapidamente obtemos uma discretização dos custos em aço, da sua produção e do sistema de proteção, para os cenários anteriormente descritos.

Dado o teor académico do presente trabalho, serão apresentados diversas comparações que não teriam necessariamente interesse na análise económica de um dado projeto, mas que podem contribuir de uma forma transversal, a perceber a dificuldade em estabelecer caminhos rápidos de decisão na obtenção da melhor solução.

As primeiras comparações a efetuar e que seriam importantes analisar num caso real são:

1. Comparação entre os custos ao nível dos sistemas de proteção (apenas possível em relação ao cenário C3);
2. Comparação de custos em aço, produção e proteção em cada tipo de elemento e numa análise global, entre o cenário C1 e o cenário C3 (apenas possível com o sistema de proteção por argamassa).

Conforme se pode verificar pela Figura 7.44, o sistema de proteção com tinta intumescente é cerca de 50% mais oneroso para todos os tipos de elementos estruturais. No caso das vigas mistas é um pouco superior aos pilares e contraventamentos, pois foi neste caso que se verificaram mais situações em que a espessura de proteção com recurso a tinta intumescente é excessiva para a temperatura crítica do elemento.

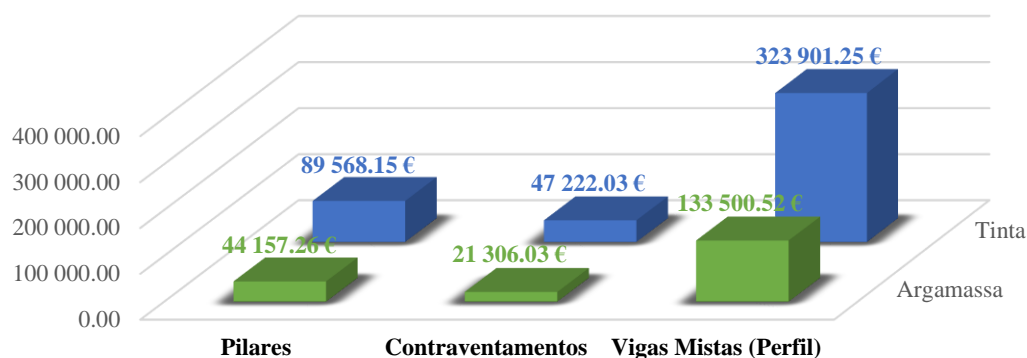


Figura 7.44- Comparação dos custos entre os sistemas de proteção para o cenário C3

Na Figura 7.43, verifica-se que a alteração de perfis do cenário 1 para o cenário 3, não implicou qualquer alteração de custos para os pilares, sendo que a explicação para esta ocorrência já foi explicada anteriormente.

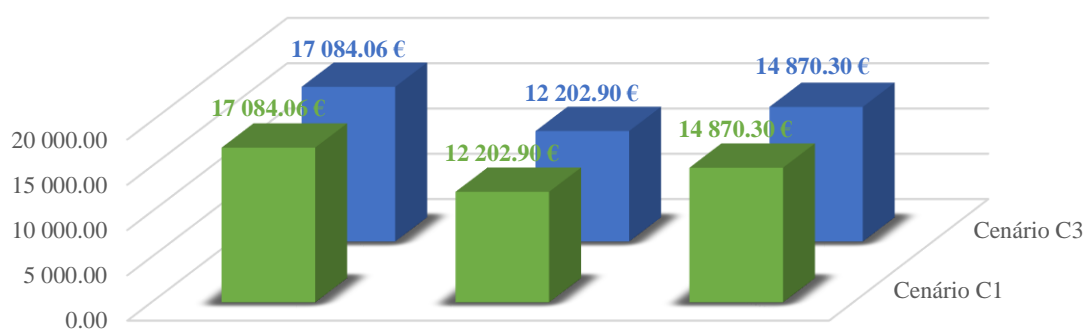


Figura 7.43. - Comparação do custo em aço, produção e proteção para os pilares entre o cenário C1 e C3 e para a proteção com recurso a argamassa.

Relativamente aos contraventamentos, apresenta-se a comparação de custos entre o cenário 1 e 3 para a proteção com recurso a argamassa, na Figura 7.45.

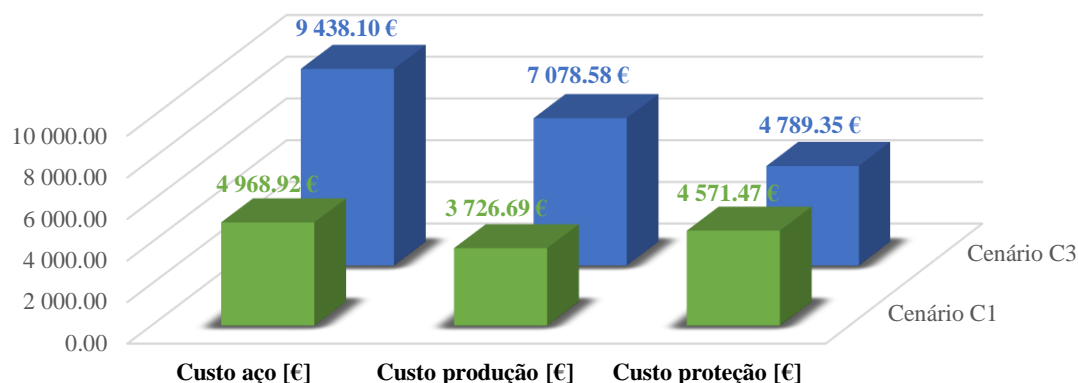


Figura 7.45 - Comparação do custo em aço, produção e proteção para os contraventamentos entre o cenário C1 e C3 e para a proteção com recurso a argamassa.

Devido à alteração de perfis atribuindo-se secções com maior volumetria, naturalmente registou-se um acréscimo significativo no custo de aço e na sua produção. Será no entanto interessante verificar, que embora na transição entre o cenário C1 e o cenário C3 se tenha atingido um ganho na margem entre a capacidade resistente e os esforços actuantes, e consequentemente um aumento da temperatura crítica, isto não se reflectiu numa expectável diminuição no custo de proteção.

Olhando de forma um pouco mais detalhada para os resultados obtidos, encontra-se a justificação para a situação referida. No cenário C1, a generalidade das espessuras de proteção foram inferiores a 11 mm, sendo que as superiores atingiram um máximo de 14 mm. Já no cenário C3 o panorama manteve-se semelhante, isto é, houve redução das espessuras de proteção em todos os contraventamentos, mas a esmagadora maioria dos perfis mantiveram-se inferiores aos 11 mm. Assim sendo e tendo em conta que o preço da argamassa por área de superfície é invariável para espessuras inferiores a 11 mm, o custo por m² foi aporóximado nos 2 cenários. O mesmo não se passou com a área de superfície. Note-se que a alteração de secções dos contraventamentos passou em grande parte pelo aumento do diâmetro dos tubulares, resultando numa maior área de aplicação do sistema de proteção e acabando por implicar um maior custo em argamassa.

A comparação para as vigas mistas foi efetuado apenas no que diz respeito ao perfil metálico e está ilustrado na Figura 7.46.

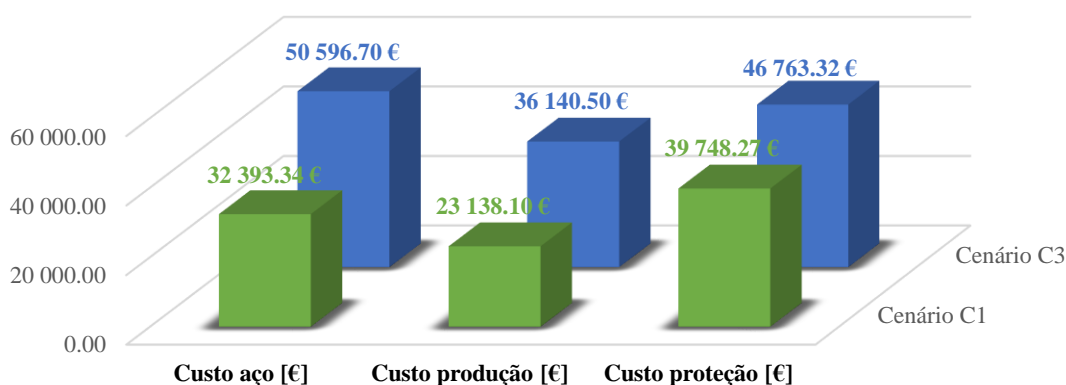


Figura 7.46 - Comparação do custo em aço, produção e proteção para as vigas mistas (perfil) entre o cenário C1 e C3 e para a proteção com recurso a argamassa.

Neste caso passou-se o mesmo que nos contraventamentos ao nível dos encargos com o aço e produção, observando-se uma diferença ainda mais expressiva no custo de produção e mais uma vez sendo superior no cenário C3.

Neste caso, foram em menor número os perfis que mantiveram espessuras de proteção inferiores a 11 mm nos 2 cenários, havendo um maior diferencial no somatório de custos por área de superfície, com o maior valor para o cenário 1. No entanto a maior área de aplicação da argamassa, resultante do aumento de secção dos perfis, foi na ordem dos 50% e como tal teve mais significancia no encargo com o sistema de proteção.

Na Figura 7.47 é apresentado em forma de resumo, os resultados em termos de custos finais, incluindo a parcela do aço, da produção e da proteção, tanto por tipo de elemento, como para a globalidade da obra, abrangendo naturalmente apenas a componente metálica.

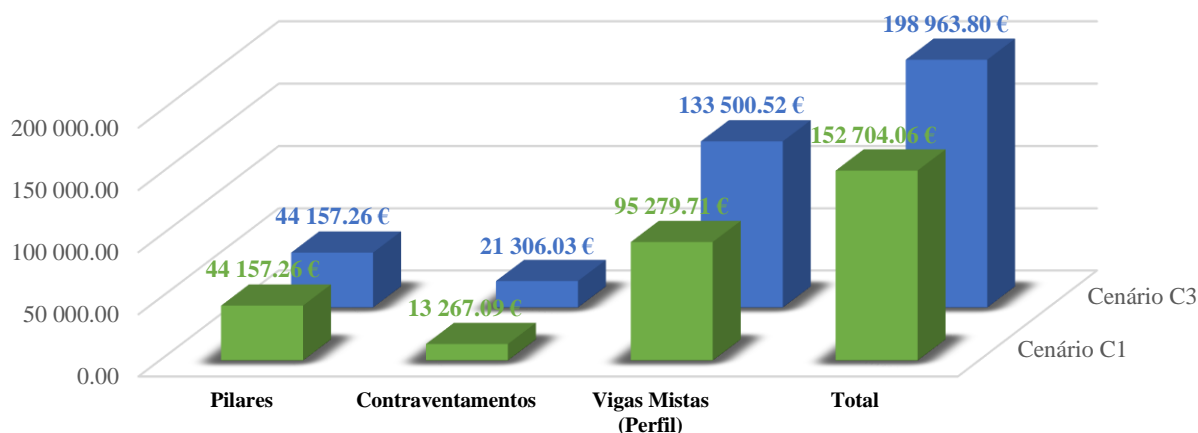


Figura 7.47 - Comparação do custo total em pilares, contraventamentos e vigas mistas (perfil) entre o cenário C1 e C3 e para a proteção com recurso a argamassa.

À primeira vista, o cenário C3 poderia ser encarado como um possível caso de otimização na óptica da proteção ao fogo. De facto, somos facilmente levados a pensar que aumentando a resistência do perfil e por conseguinte aumentando a temperatura crítica, vamos ter necessariamente uma diminuição dos encargos com o sistema de proteção. Adicionalmente, o ganho na resistência geralmente passa pela adoção de perfis mais robustos, e consequentemente com menor massividade, sendo este mais um fator a contribuir para a redução das necessidades de proteção. No entanto, fatores como a área de superfície e variabilidade de preços com a espessura de proteção (essencialmente no caso de proteções por projeção como a argamassa), não podem ser descurados, principalmente tendo em conta o peso que os sistemas de proteção têm no custo de uma obra, tal como demonstra a Figura 7.48. Esta dificuldade na definição à priori das opções economicamente mais vantajosas, justifica a necessidade primordial na adoção de procedimentos expeditos, com recurso a ferramentas informáticas facilmente programáveis, que permitam a análise de um conjunto alargado de possíveis soluções.

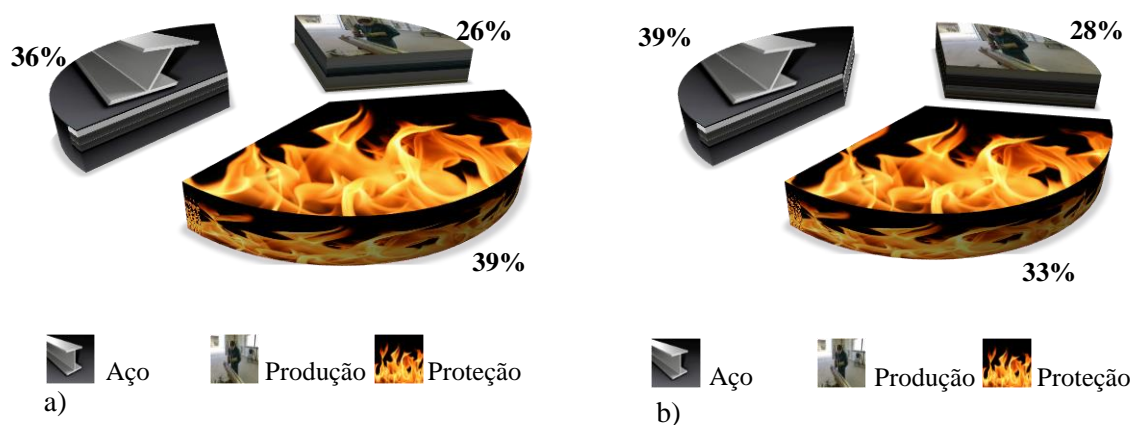


Figura 7.48 - Comparação do peso relativo dos custos em aço, produção e proteção no custo total da obra para os cenários: a) cenário C1; b) cenário C3..

7.8. ESTUDO DE OPTIMIZAÇÕES

Seguindo o procedimento estabelecido após a primeira análise económica, deve-se equacionar novos cenários perspetivando uma redução na estimativa orçamental da obra.

Uma vez que de certa forma já foi feita essa avaliação para o sistema de proteção por argamassa, resultante das alterações nas secções dos contraventamentos e vigas mistas, optou-se por idealizar hipotéticos casos de otimização para o sistema de proteção por tinta intumescente, partindo do cenário C3. Note-se que de acordo com a tabela de preços unitários utilizada, o custo da tinta varia linearmente com a espessura a aplicar, pelo que este não será um fator condicionante no processo de otimização.

O estudo de casos de otimização foi efetuados para pilares e contraventamentos, seguindo os seguintes princípios, na alteração das secções:

- a. Pilares
 - a.1. Aumento de secção na mesma gama de perfis HEA (cenário C3-a.1);
 - a.2. Alteração da gama de perfis de HEA para CHS (cenário C3-a.2).
- b. Contraventamentos
 - b.1. Aumento da secção dentro da mesma gama de perfis CHS, mas por aumento do diâmetro (cenário C3-b.1);
 - b.2. Aumento da secção dentro da mesma gama de perfis CHS, mantendo o diâmetro e aumentando a espessura (cenário C3-b.2).

No cenário C3-a.1, todos os pilares foram alterados para a secção imediatamente a seguir, na gama HEA, em relação à secção original dos perfis, obtendo-se os resultados representados na Figura 7.49.

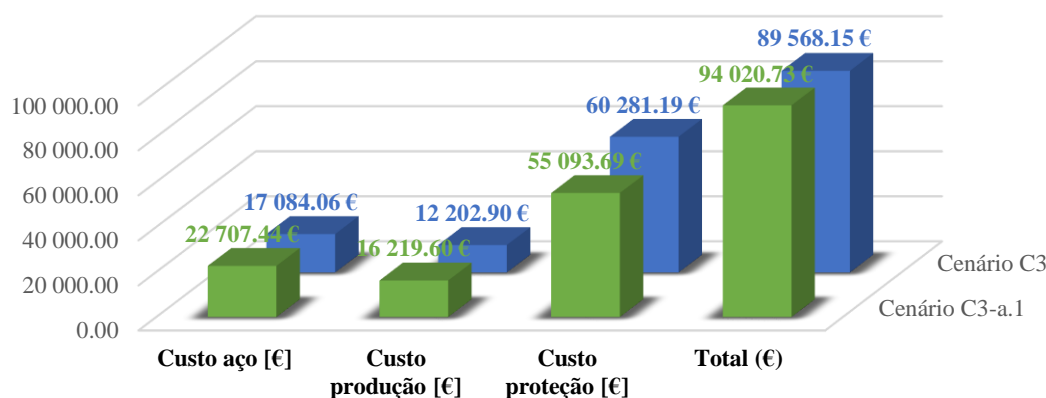


Figura 7.49 - Comparação do custo em aço, produção e proteção para os pilares entre o cenário C3 e C3-a.1 e para a proteção com recurso a tinta intumescente.

Como se pode constatar, houve naturalmente um acréscimo de custos com aço e produção, embora não muito significativo, já que apenas se subiu para a secção imediatamente superior. No entanto, os custos com o sistema de proteção desceram, apesar de haver uma maior área de pintura. O que aconteceu neste caso e que o diferencia na comparação entre o cenário C1 e C3 relativo aos

contraventamentos e pilares com recurso à argamassa, é que o aumento da área de pintura não foi tão significativo e desta feita já não se coloca o problema de o preço por unidade de área ser igual para uma determinada gama de espessuras. Note-se que ainda assim, a redução no sistema de proteção não foi suficiente para fazer face aos acréscimos em aço e produção.

Relativamente ao caso de otimização C3-a.2, escolheram-se secções circulares com áreas semelhantes aos HEA correspondentes para cada elemento, tentando-se igualmente aproximar a inércia da secção circular a escolher, com a respetiva menor inércia do HEA a ser substituído, uma vez que foi condicionante a capacidade resistente à encurvadura por compressão. A alteração de secções com a respetiva indicação das áreas e inércias, está indicada na Tabela 7.39.

Tabela 7.39 - Secções alteradas do cenário C3 para o cenário de otimização C3-a.2 com indicação das respetivas áreas e inércias.

Secção Cenário C3	Área [cm^2]	I_z [cm^4]	Secção cenário C3-a.2	Área [cm^2]	I [cm^4]
HEA 180	45.25	925	CHS 168.3x10	81.10	1564
HEA 200	53.83	1336	CHS 168.3x12.5	61.15	1867
HEA 220	64.34	1955	CHS 193.7x12.5	71.20	2934
HEA 240	76.84	2769	CHS 219.1x12.5	81.10	4345

Com esta alteração para perfis circulares, para além do ganho na margem entre a capacidade resistente e os esforços atuantes, verifica-se uma diminuição significativa na massividade das secções, tal como se pode observar pela Tabela 7.40.

Tabela 7.40- Secções alteradas do cenário C3 para o cenário de otimização C3-a.2 com indicação das respetivas massividades.

Secção Cenário C3	Massividade [m^{-1}]	Secção cenário C3-a.2	Massividade [m^{-1}]
HEA 180	291	CHS 168.3x10	105
HEA 200	270	CHS 168.3x12.5	85
HEA 220	254	CHS 193.7x12.5	85
HEA 240	236	CHS 219.1x12.5	85

Com estes novos dados e sem um conhecimento mais aprofundado dos materiais de proteção, poder-se-ia pensar que iria haver uma necessária diminuição das espessuras de tinta a aplicar em cada elemento, o que não ocorreu, tal como indica a Figura 7.50.

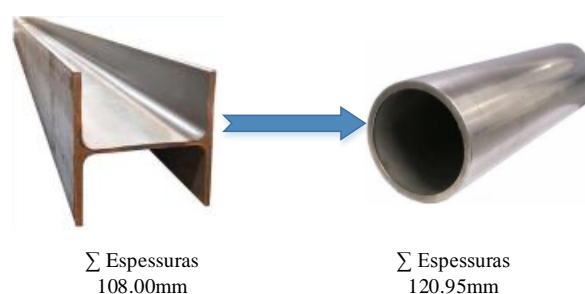


Figura 7.50 - Comparação do somatório das espessuras de tinta intumescente aplicadas entre o cenário C3 e o cenário de otimização C3-a.2.

Este aumento das espessuras de proteção, deve-se ao fato de nos resultados de ensaios fornecidos pelos fornecedores da tinta intumescente, para a mesma relação massividade/temperatura crítica e

para o mesmo tempo requerido de proteção ao fogo, ser necessária uma espessura de proteção substancialmente superior para os tubulares circulares em relação aos perfis da gama HE.

Os resultados da análise económica comparativa para este cenário de otimização, está representada na Figura 7.51.

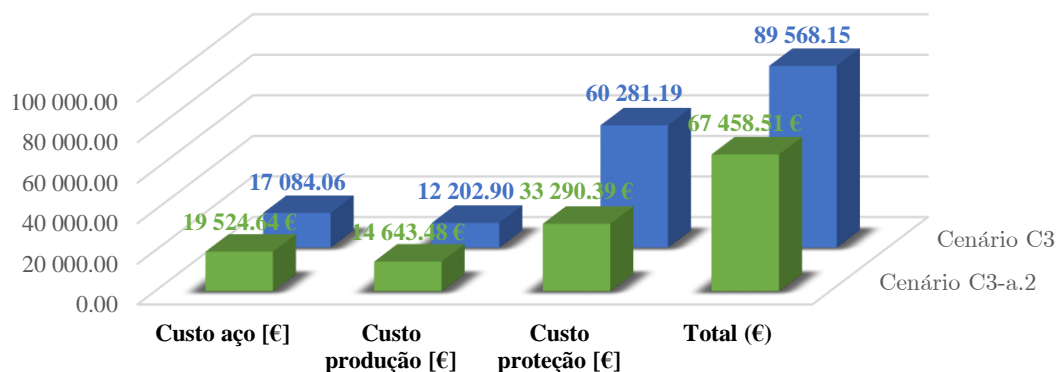


Figura 7.51 - Comparação do custo em aço, produção e proteção para os pilares entre o cenário C3 e C3-a.2 e para a proteção com recurso a tinta intumescente.

Primeiramente, destaca-se o fato de o aumento nos encargos com o aço e a sua produção ser semelhante ao verificado aquando da comparação com o primeiro caso de otimização. No entanto e apesar das espessuras de proteção terem aumentado, registou-se um decréscimo significativo no custo com a proteção, com consequente redução apreciável no custo total.

Esta otimização, mesmo com aumento das espessuras necessárias de proteção, apenas foi possível por haver uma redução de aproximadamente 50% na área de pintura com a utilização de perfis circulares.

Quanto aos contraventamentos, o cenário C3-b.1, passou por manter as espessuras dos tubulares, aumentando o diâmetro para a dimensão imediatamente a seguir. Desta forma consegue-se uma maior inércia e área da seção, com o consequente aumento da margem entre a capacidade resistente e esforços atuantes, bem como uma diminuição da massividade, embora muito ligeira.

Na Figura 7.52 pode-se observar a comparação entre o cenário C3 e o cenário C3-b.1, no que diz respeito aos contraventamentos.

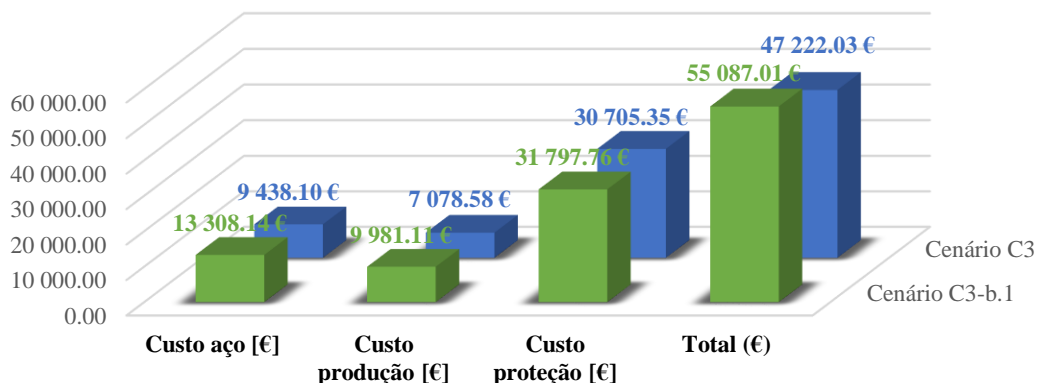


Figura 7.52 - Comparação do custo em aço, produção e proteção para os contraventamentos entre o cenário C3 e C3-b.1 e para a proteção com recurso a tinta intumescente.

Neste caso verificou-se uma diminuição considerável no somatório das espessuras de proteção, passando de 471 mm para 340 mm. Ainda assim, a maior área de pintura não permitiu atingir um menor encargo com a proteção, chegando mesmo a implicar um aumento, o que originou uma estimativa orçamental mais desfavorável.

O último caso analisado, compreendeu o aumento das espessuras dos tubulares para 10 mm, mantendo-se o diâmetro correspondente ao cenário C3. Este aumento não foi possível em todos os elementos, uma vez que para o diâmetro de 114.3 mm a espessura comercial máxima é de 6.3 mm. Deve então ser tido em conta na análise de resultados, que estas alterações não têm expressão em todos os elementos do edifício.

A comparação entre o cenário C3 e o cenário C3-b.2 está representado na Figura 7.53.

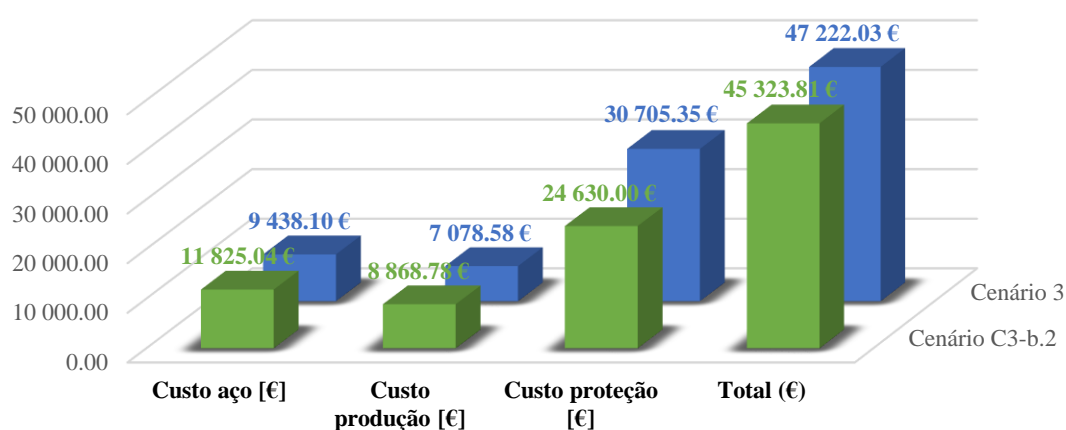


Figura 7.53 - Comparação do custo em aço, produção e proteção para os contraventamentos entre o cenário C3 e C3-b.2 e para a proteção com recurso a tinta intumescente.

Observa-se então um aumento no custo em aço e de produção, com diminuição no custo com o sistema de proteção. Como foram mantidos os diâmetros e consequentemente a área de pintura, descendo as necessidades de proteção, atingiu-se uma ligeira economia no custo total. Note-se que esta diferença poderia ser mais significativa caso o aumento a nível de espessura fosse superior e com repercussão em mais elementos, uma vez que se traduziria sempre num acréscimo na margem entre a capacidade resistente e esforços atuantes, bem como numa redução da massividade, mantendo-se a área de pintura.

CAPÍTULO 8

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

8.1. CONCLUSÕES FINAIS

A situação de incêndio como cenário de análise no cálculo estrutural, para além de obrigatória tanto ao nível da legislação nacional como por imposição de regulamentações mais abrangentes como os Eurocódigos estruturais, tem vindo a ganhar importância face às suas consequências e visto a sua aceitação social ser naturalmente cada vez menor como resultado da evolução tecnológica e científica da engenharia.

As estruturas quando submetidas à ação do fogo apresentam uma redução significativa da capacidade resistente pela alteração das propriedades térmicas e mecânicas dos materiais, sendo que esta variação apresenta um comportamento diferenciado consoante o tipo de material exposto. O comportamento do betão e do aço são representativos desta constatação, uma vez que o betão apresenta uma maior redução da sua resistência sob temperaturas elevadas, embora atinja níveis de temperatura consideravelmente inferiores para a mesma duração de exposição ao fogo. Com esta conjugação, as estruturas em betão apresentam de uma forma geral um melhor desempenho em situação de incêndio comparativamente com as estruturas metálicas sem proteção ao fogo.

Pese embora a competitividade no uso do aço em construções metálicas e mistas aço-betão de edifícios, a análise em situação de incêndio demonstra a necessidade do aumento de secções de perfis e utilização de sistemas de proteção passiva, tornando esta opção mais onerosa e por vezes comprometendo a opção pelo aço. Isto deve-se principalmente ao elevado custo associado aos materiais de proteção passiva que por vezes se torna superior ao próprio custo em aço de uma obra. Para reduzir estes custos é necessário que em fase de projeto sejam equacionados vários cenários para que seja encontrada a solução economicamente mais vantajosa, tornando o processo de análise mais demorado, e aumentando significativamente os custos de projeto. Por este motivo, por vezes são, relegadas para segundo plano possíveis otimizações tendo em conta o cenário de incêndio.

Os Eurocódigos estruturais permitem diferentes métodos de cálculo inseridos em dois grupos de abordagens, sendo uma descrita como prescritiva e a outra baseada no desempenho. Na primeira a ação térmica é baseada em curvas de incêndio nominais representando o desenvolvimento da temperatura do ar por aproximação a ensaios normalizados que não representam o real comportamento do fogo. Na segunda a ação térmica é baseada em modelos de incêndio naturais que podem ter maior ou menor aproximação ao incêndio real. Naturalmente o nível de complexidade é crescente com a maior representatividade do incêndio real aumentando exponencialmente o número

de variáveis em causa, mas também atingindo uma maior exatidão nos resultados e um possível acréscimo na economia. No entanto com modelos de incendio naturais devem ser previstos vários cenários de incêndios, selecionados os considerados mais gravosos e analisados segundo os modelos de cálculo indicados pelos Eurocódigos. Isto implica o uso de programas de cálculo específicos, um tempo considerável de análise e a aprovação e validação das opções tomadas, fazendo com que esta opção se reserve a edifícios cuja dimensão possa justificar o investimento.

Para além da determinação da ação térmica, também existem opções com diferentes graus de dificuldade associados, quanto ao nível da análise estrutural, quanto ao cálculo da transferência de calor para os elementos estruturais e quanto ao cálculo da variação das propriedades dos materiais com o aumento da temperatura e da segurança estrutural. Mais uma vez, quanto maior a complexidade, maior é a aproximação à realidade e potencialmente serão atingidas soluções mais económicas, mas mais uma vez o tempo necessário para a análise e a especificidade dos programa de cálculo a utilizar mantém-se, pelo que as opções devem ser escolhidas atendendo ao enquadramento com o edifício em análise.

Relativamente aos modelos de cálculo da transferência de calor para os elementos metálicos com e sem proteção passiva ao fogo, e aos modelos de cálculo para a verificação da segurança estrutural, os modelos simplificados prescritos pelos Eurocódigos revelam-se os mais adequados para edifícios correntes e para análises expeditas em que se pretenda equacionar diversos cenários para o mesmo projeto, variando-se secções e sistemas de proteção com a finalidade de perceber qual a solução mais económica. Estes modelos assentam na variação das propriedades térmicas e mecânicas das propriedades dos materiais segundo formulações e fatores a afetar a essas mesmas propriedades, e efetuando-se uma análise não linear material. Estes modelos embora envolvam um número substancial de cálculos permitem a sua fácil programação em ambientes como o VBA do Excel, prescindindo do uso de programas sofisticados e diminuindo os custos de projeto.

A análise não linear material tanto ao nível das propriedades térmicas como mecânicas torna-se muito mais difícil de quantificar em estruturas de betão, dada a baixa condutividade e difusidade térmica deste material. Por isso, os modelos de cálculo simplificados são muito mais limitados para este material e em vigas mistas a distribuição da temperatura na laje de betão tem de ser estimada com recurso a tabelas resultantes de ensaios segundo a exposição ao fogo padrão.

Estes modelos de cálculo permitem não só determinar a temperatura crítica, isto é, a temperatura a partir da qual deixa de ser garantida a segurança estrutural de um dado elemento devido à variação das suas propriedades, mas também determinar a espessura de proteção necessária para que essa temperatura não seja excedida durante o tempo requerido de resistência ao fogo. Por vezes considera-se que o trabalho do projetista se deve resumir à determinação das temperaturas críticas ficando a aplicação do sistema de proteção necessário à responsabilidade do construtor. Isto é um erro por se tratarem de sistemas com importante influência no comportamento estrutural, por nem sempre ser possível a proteção de alguns elementos metálicos com recurso ao sistema pretendido pelo dono de obra para o par temperatura crítica/massividade registados, ou ainda por poder estar a ser prescrita uma solução estrutural bastante mais onerosa do que a que seria atingível efetuando-se um dimensionamento do sistema de proteção e posterior análise económica.

As ferramentas de cálculo desenvolvidas utilizam os modelos de cálculo simplificados prescritos pelos Eurocódigos e facultam uma solução para uma análise expedita de espessuras de proteção para elementos metálicos e vigas mistas, sem introdução de custos em programas comerciais ou dependências de programações rígidas que não permitem a contínua adaptação e melhoria. Para além disso permitem o cálculo simultâneo de vários elementos, eliminando a necessidade de efetuar trabalho repetitivo para todos os elementos de um projeto, que é um dos fatores muitas vezes causador de erros. Como se verificou pelo caso de estudo realizado, as informações fornecidas pelos programas permitem também uma fácil e rápida compreensão dos resultados, auxiliando na tomada de decisões por não se verificar a segurança estrutural ou por a solução obtida ser economicamente insatisfatória.

Estes programas foram também desenvolvidos seguindo uma metodologia BIM, tendo-se concentrado toda a informação num único modelo, e partilhando-a com o maior automatismo possível entre os vários programas utilizados no decorrer de um projeto. Esta metodologia permite também uma redução do erro na passagem de dados entre programas e eliminação da dispersão e desorganização de dados, por exemplo quando começam a existir várias versões de um mesmo projeto devido a revisões ou soluções alternativas. A utilização dos dados provenientes de cada objeto do modelo BIM para efetuar os cálculos, atribuindo-se os resultados aos mesmos objetos no referido modelo, dão garantias de coerência nos cálculos com os dados do modelo do projeto e permitem também que sejam efetuadas medições e estimativas orçamentais a partir do próprio programa que está a ser utilizado para efeitos de modelação BIM. Desta forma quando se gera um mapa de medições não é necessária a consulta de vários documentos para os agregar num só, e todas as atualizações que forem realizadas no modelo BIM têm repercussão nos vários documentos que dele são originados.

O caso de estudo permitiu também perceber a dificuldade em definir um caminho claro de decisão quando se pretende encontrar a melhor solução, conciliando o custo em aço com o custo em proteção passiva ao fogo. Quando não é contabilizada a situação de incêndio, é por vezes simples tomar uma decisão quanto à solução mais económica quando passa apenas pela alteração da secção de um elemento. Por exemplo, se uma viga está condicionada pela encurvadura lateral e não é possível reduzir o comprimento de encurvadura, a solução passará pelo aumento da maior inércia tentado não aumentar a inércia na direção oposta para não acrescentar desnecessariamente a área de aço. O mesmo já não ocorre em situação de incêndio, onde alterar a secção de um elemento de forma a aumentar a resistência o que aumenta a temperatura crítica e à partida diminui a massividade, na generalidade dos casos levará à diminuição da espessura necessária de proteção passiva. No entanto, aumenta o peso em aço e pode aumentar a área de pintura. Para além disso, existe a variabilidade do preço do sistema de proteção e peso relativo no custo total da obra, que como já foi demonstrado pelo caso de estudo, no caso das tintas intumescentes pode representar uma percentagem superior ao custo em aço.

8.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Seria importante um maior desenvolvimento de estudos por parte da engenharia de materiais, principalmente ao nível dos materiais de proteção reativos, para que se desenvolvam modelos numéricos que permitam contabilizar o seu efeito em estruturas metálicas sem recorrer à consulta de tabelas de ensaios.

Uma outra dificuldade a ultrapassar reside na obtenção dos valores das propriedades relevantes para o cálculo da transferência de calor dos materiais de proteção não reativos, como por exemplo argamassas de vermiculite e cimento, para temperaturas elevadas. A base de dados utilizada pelas ferramentas desenvolvidas para determinação das espessuras de proteção por cálculo analítico são baseadas em valores fornecidos pela bibliografia, uma vez que esses dados não são disponibilizados pelos fornecedores e não têm necessária concordância com os produtos comerciais. Conhecendo a forma como essas propriedades variam com o desenvolvimento da temperatura, seria facilmente atingível mesmo pelos modelos de cálculo simplificados, a determinação das espessuras de proteção necessárias de um sistema específico de proteção para o qual se conhece o custo.

Ainda ao nível dos materiais de proteção, para além da questão da variação das propriedades térmicas, a questão da aderência ao substrato e resistência mecânica também deveria ser estudada, uma vez que naturalmente só poderemos considerar o efeito da proteção enquanto esta se mantiver devidamente aplicada ao elemento estrutural.

Relativamente ao FirePro-Steel, poder-se-ia procurar automatizar a comunicação com o ARSA, obtendo-se pelo Excel as temperaturas críticas do modelo de cálculo e aumentando o leque de opções quanto à ação do fogo, programando-se as curvas paramétricas.

Quanto ao programa FirePro-CompositeBeams, seria útil introduzir a determinação da classe da secção em situação de incêndio e o cálculo da resistência ao corte longitudinal na laje de betão. Uma vez que o dimensionamento de vigas mistas em condições normais de temperatura é muitas vezes efetuado em folhas de cálculo, seria também desejável que essa componente de cálculo fosse introduzida no mesmo programa e segundo os mesmos princípios, isto é, seguindo a metodologia BIM e realizando o cálculo em simultâneo para a totalidade dos elementos de uma obra.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

A

Afaconsult (2013) - Portfólio. site: www.afaconsult.com/uploads/FicheirosImprensa/2697_1.PDF, consultado em Junho de 2013.

Agrawal, Ankit (2012) - *Prescriptive vs performance based design of RCC elements for fire resistance*. Seminar report, Uttarakhand, India.

Almeida, Saulo (2012) - Análise do comportamento a temperaturas elevadas de elementos de aço formados a frio comprimidos, considerando restrição ao alongamento térmico. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Paulo, Brasil.

American Iron and Steel Institute (2013) – *Market Applications in Steel*. site: www.steel.org/about%20AISI/Statistics/Market%20Applications%20in%20Steel.aspx, consultado em Julho de 2013.

B

British Gypsum Saint-Gobain (2011) - *The fire book- passive fire protection solutions*. British Gypsum. Leicestershire, United Kingdom.

BS EN 10025-1 (2004) - *Hot rolled products of structural steels. Part 1: General technical delivery conditions*. European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium.

C

Cabrita Neves, I. (1997) - *Técnicas de proteção dos elementos de construção contra o fogo*. Apontamentos teóricos da disciplina de Segurança de Estruturas ao Fogo, Departamento de Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico. Lisboa, Portugal.

Calado, Luis (2008) - *Os novos Eurocódigos estruturais*. Comunicação no Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal.

Calado, Luis e Santos, João (2010) - *Estruturas Mistas de Aço e Betão*. Instituto Superior Técnico. Lisboa, Portugal.

Calgaro, Jean-Armand (2012) - *Structural Fire Design according to Eurocodes*. Workshop “Structural Fire Design of Buildings according to Eurocodes”, Brussels, Belgium.

CEN/TC 250 (2009) - *The Eurocodes and the construction industry*. Joint Research Center, European Commission. Brussels, Belgium.

Corus Construction & Industrial (2004) - *Fire design of steel structures*. Technical sales and marketing report. Scunthorpe, United Kingdom.

D

Dimova S, Pinto A, Oztas A, Geradin M, Altinyollar A (2007) - *Identification of needs for improved fire protection by use of the Eurocodes*. Scientific and technical report. Joint Research Center, European Commission. Brussels, Belgium.

Dispenza, C (2010) - *The daily life of Building Information Modelling (BIM)*. site: www.builtipedia.com/aec-pros/design-news/the-daily-life-of-building-information-modeling-bim, consultado em Junho de 2013.

Dissemination of Structural Fire Safety Engineering Knowledge (DIFISEK) throughout Europe (2013). site: <http://fire.fsv.cvut.cz/difisek/indexen.htm>, consultado em Maio de 2013.

Docema (2013) – *Boston 1872 Gallery: Fire Ruins* site: <http://www.damrellsfire.com/cgi-bin/galleries.pl?tp=Fire%20Ruins&op=listph>, consultado em Julho 2013.

E

EN 1990 (2008) - *Basis of structural design*. European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium.

EN 1991-1-1 (2009) - *Eurocode 1- Actions on structures. Part 1-1: General actions- Densities, self-weight, imposed loads for buildings*. European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium-

EN 1991-1-2 (2009) - *Eurocode 1- Actions on structures. Part 1-2: General actions- Actions on structures exposed to fire*. European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium.

EN 1993-1-1 (2009) - *Eurocode 3- Design of steel structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings*. European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium.

EN 1993-1-2 (2009) - *Eurocode 3- Design of steel structures. Part 1-2: General rules- structural fire design*. European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium.

EN 1993-1-5 (2006) - *Eurocode 3- Design of steel structures. Part 1-5: Plated structural elements*. European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium.

EN 1994-1-1 (2009) - *Eurocode 4- Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings*. European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium.

EN 1994-1-2 (2008) - *Eurocode 4- Design of composite steel and concrete structures. Part 1-2: General rules-structural fire design*. European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium.

ENV 13381-4 (2002) - *Test methods for determining the contribution to the fire resistance of structural members. Part 4: Applied protection to steel members*. European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium.

EN 13501-1 (2007) - *Fire test to building material- classification*. European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium.

Expresso online (2013) - *Algarve: Incêndio em Retail Park Portimão afeta várias lojas*. site: www.expresso.sapo.pt/algarve-incendio-em-retail-park-portimao-afeta-varias-lojas=f755207, consultado em Maio de 2013.

F

Fairbanks, Marcelo (2013) – *Tintas e Revestimentos – Como funciona a tinta intumescente*. site: www.quimica.com.br/pquimica/quimica-2/tintas-e-revestimentos-como-funciona-a-tinta-intumescente, consultado em Maio de 2013.

Ferreira, Flavio (2006) - *Contribuição ao estabelecimento de um método simplificado para dimensionamento ao fogo da proteção parcial de colunas de aço*. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto. Minas Gerais, Brasil.

Ferreira, Pedro (2011) - *Evolução da temperatura em elementos de aço sujeitos ao fogo*. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia. Lisboa, Portugal.

Ferreira, Pedro (2012) - *Estruturas metálicas e mistas*. Apontamentos teóricos da disciplina de Estruturas Metálicas e Mistas, Departamento de Engenharia Civil, Instituto Politécnico de Setúbal. Setúbal, Portugal.

Fonseca, Elza (1998) - *Modulação numérica do comportamento termo-mecânico de perfis metálicos sujeitos à ação do fogo*. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal.

Fonseca, Elza e Villa Real, Paulo (1999) - *Finite element modelling of thermal-elastoplastic behaviour of hot-rolled steel profiles submitted to fire*. Métodos Numéricos Ingeniería. SEMNI. Espanha.

Franssen, Jean-Marc e Vila Real, Paulo (2010) - *Fire design of steel structures*. 1st edition. ECCS-European Convention for Constructional Steel Work.

G

Gips, Michael (2005) - *Making safer structures: the effects of 9-11 on today's new building codes*. Security Management Magazine. Alexandria, Virginia, USA.

K

Kelker (2012) – *O Fogo*. site: www.sophiaofnature.wordpress.com/2012/12/24/o-fogo/#more-432, consultado em Maio de 2013.

L

Lennon T., Moore D. B., Wang Y. C. e Bailey C. G. (2007) - *Designers' guide to EN 1991-1-2, EN 1992-1-2, EN1993-1-2 and EN1994-1-2*. Thomas Telford Publishing. London, United Kingdom.

Louro, Gonçalo (2008) – Portfólio. site: www.glcs.pt/web1/zp/tpl1/id1/portfolio/index.asp, consultado em Junho de 2013.

M

Manziona, M. Leonardo (2011) - *Curso de BIM (Building Information Modeling)*. site: www.claudiacamposlima.wordpress.com/category/noticias-do-blog/page/2, consultado em Maio de 2013.

Martifer (2007) – Portfólio. site: www.martifer.pt/pt/portfolio/detalhes.php?sec=2&tipo=3&id=12, consultado em Junho 2013.

Mostafaei, Hossein (2013) - *Hybrid fire testing for assessing performance of structures in fire-Application*. Fire Safety Journal 56:30-38.

N

National Institute of Standards and Technology (2005) - *Final report on the collapse of the World Trade Center towers*. Federal Building and Fire Safety Investigation of the World Trade Center Disaster. Washington, USA.

NECS (2006) – *Analysis of the the effects of a fire*. site: www.necs.fr/gb/illu_thermique.php, consultado em Maio de 2013.

P

Phan Long T., McAllister Therese P., Gross, John L. e Hurley Morgan G. (2010) - *Best practice guidelines for structural fire resistance design of concrete and steel buildings*. NIST Technical Note 1681. USA.

Piloto, Paulo (2010) - *Structural Fire Engineering- Design and Research*. Comunicação na Universidade de Breschia, Italia.

Pina dos Santos, Carlos (2011) - *A marcação CE e a reacção ao fogo dos produtos de cortiça*. Seminário “A normalização como factor de sucesso-Marcação CE nos produtos de cortiça”. Santa Maria de Lamas, Portugal.

Pinto, Filipe (2009) - *Larguras efectivas e vigas mistas submetidas a diferentes tipos de carregamento*. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal

Purkiss, J. A. (2007) - *Fire safety engineering- design of structures*. 2nd edition. Butterworth-Heinemann. Oxford, United Kingdom.

R

Ramalho Maria Alzira e Gonçalves Miguel (2011) - *Verificação da resistência ao fogo das estruturas de betão através da plataforma www*. 2º Forum Internacional de Gestão da Construção- GESCON 2011. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal.

S

SE2P (2006) – Portfólio. site: www.se2p.pt/web1/zp/tpl1/id1/portfolio/ficha.asp?P_cod_portfolio=177, consultado em Abril de 2013.

Silva de Jesus, Arlete (2008) - Ensaios de resistência ao fogo de elementos de compartimentação. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro. Aveiro, Portugal.

Silva, Luís Simões (2013) – *O sucesso da construção em metal*. site: www.portugalsteel.com/event/home/index.php?target=home&event=9&defLang=1, consultado em Abril de 2013.

Silva, Valdir e Costa, Carla (2006) - *Revisão histórica das curvas padronizadas de incêndio*. Seminário NUTAU 2006, Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da Universidade de São Paulo. São Paulo, Brasil.

Smith Dana K. e Edgar Alan (2008) - *Building Information Modeling*. National Institute of Building Science. Washington, USA.

SteelConstructionInfo (2012) – *Fire and steel construction*. site: http://www.steelconstruction.info/Fire_and_steel_construction#Fire_protecting_structural_steelwork, consultado em Abril de 2013.

T

Tafibra (2006) - *Reacção ao fogo de materiais*. Informa 01. Tafibra. Maia, Portugal.

V

Vassart, Olivier, Brasseur, M., Schaumann, P., Chica, J. A., Zhao, B., Viridi, K., Wald, F., Pustorino, S., Vila Real, P., Schneider, U., Szumigala, M., Uppfeldt, B., Jarmai, K., Zaharia, R., Kvedaras. A., Baniotopoulos, C., Loorits, K. e Beg, D. (2008) - *Dissemination of structural fire safety engineering knowledge throughout Europe*. Research Fund for Coal and Steel. European Comission. Brussels, Belgium.

Vila Real, Paulo (2010) - *NP EN 1991-1-2. Eurocódigo 1: Acções em estruturas expostas ao fogo*. Seminário Eurocódigos estruturais- LNEC. Lisboa, Portugal.

Vila Real, Paulo (2011) - *Apontamentos teóricos da disciplina de Estruturas Metálicas II*, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia. Universidade de Coimbra. Coimbra, Portugal.

W

Wald, F. (2009) - *Fire behaviour and thermal response*. Lecture in Czech Thecnical University in Prague. Prague, Czech Republic.

Wand, Zhihua (2004) - *Heat transfer analysis of insulated steel member exposed to fire*. Master's Thesis. School of Civil and Environmental Engineering. Nanyang Technological University. Nanyang, Singapore.

Wastney, Clayton (2002) - *Performance of unprotected steel and composite steel frames exposed to fire*. Master's Thesis. Department of Civil Engineering. University of Canterbury. Christchurch, New Zeland.

Worldsteel (2013) - *Steel's contribution to a low carbon future*. Worldsteel Position Paper. Brussels, Belgium.

Wouters, Ine e Mollaert, Marijkev (2002) - *Evaluation of the fire resistance of 19th century iron framed buildings*. Fire Technology, 38:383-90.